



CENTRO UNIVERSITÁRIO UNIVATES  
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**INFLUÊNCIA DO COMPORTAMENTO RESILIENTE DO SUBLEITO  
NO DESEMPENHO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

Camila Scherer

Lajeado, junho de 2016

Camila Scherer

**INFLUÊNCIA DO COMPORTAMENTO RESILIENTE DO SUBLEITO  
NO DESEMPENHO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas do Centro Universitário UNIVATES, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil. Área de concentração: Pavimentação.

Orientador: Dr. João Rodrigo Guerreiro Mattos

Lajeado, junho de 2016

Camila Scherer

## **INFLUÊNCIA DO COMPORTAMENTO RESILIENTE DO SUBLEITO NO DESEMPENHO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

A Banca examinadora abaixo aprova o trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso – Etapa II, na linha de formação específica em Engenharia Civil, do Centro Universitário UNIVATES, como parte da exigência para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Prof. Dr. João Rodrigo Guerreiro Mattos – orientador  
Centro Universitário UNIVATES

Profª. Dra. Emanuele Amanda Gauer  
Centro Universitário UNIVATES

Doutoranda Thaís Radunz Kleinert  
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Lajeado, junho de 2016

À minha mãe, Isolete Hünemeier, motivação  
desta conquista.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço todos àqueles que de alguma forma me acompanharam e contribuíram com este processo de formação. Dentre eles destaco:

Minha mãe, Isolete Hünemeier, que com dedicação e muito trabalho me conferiu a oportunidade de estudar. Sempre será inspiração e motivação de todas as minhas conquistas.

Meu professor e orientador Dr. João Rodrigo Guerreiro Mattos, pela disponibilidade e horas de ensinamentos que me concedeu.

Ainda, todos meus familiares e amigos, que estiveram presentes, me apoiando durante esta etapa da minha vida.

## RESUMO

Este estudo teve como objetivo avaliar a influência do comportamento resiliente de diferentes subleitos no desempenho de estruturas típicas de pavimentos rodoviários flexíveis. Para este fim, realizou-se um levantamento bibliográfico do comportamento resiliente de diferentes solos encontrados no Estado do Rio Grande do Sul e, a partir disso, definiu-se os valores e modelos dos módulos de resiliência de misturas asfálticas, de britas graduadas e dos solos encontrados. Estes módulos de resiliência foram utilizados na análise estrutural de três configurações típicas para um pavimento flexível, destinadas ao tráfego leve, médio a pesado e muito pesado de veículos. Através de análises mecanicistas, cada estrutura foi simulada com auxílio da ferramenta AEMC do *software* SisPav, pelo qual estimou-se a deflexão no topo do revestimento, a tensão e deformação de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico e também a tensão vertical no topo do subleito. Cada uma das três configurações de estrutura foi analisada com cinco espessuras de revestimento asfáltico (5cm, 8cm, 10cm, 13cm e 15cm) e seis tipos de solos diferentes (A-2-4, A-3, A-4, A-5, A-6 e A-7-5) compondo o subleito, totalizando 90 simulações. Ainda, a partir das deformações de tração, foi possível estimar a vida de fadiga do revestimento asfáltico. Com base nas análises realizadas, constatou-se que a influência do comportamento resiliente do subleito apresenta menor impacto no desempenho dos pavimentos flexíveis conforme a estrutura dos mesmos é mais robusta.

**Palavras-chave:** Pavimentos Flexíveis. Subleito. Módulo de Resiliência.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Configuração genérica de um pavimento.....	17
Figura 2 - Ponto P de um semi-espaço infinito .....	21
Figura 3 - Ábaco de dimensionamento de pavimentos pelo método CBR .....	23
Figura 4 - Princípio de solução das espessuras das camadas, baseado no valor de CBR .....	24
Figura 5 - Processo de seleção de estruturas de pavimentos.....	27
Figura 6 - Perfil genérico do solo .....	29
Figura 7 - Estrutura de camadas com comportamentos elásticos distintos .....	32
Figura 8 - Esquema de aplicação de tensões nos carregamentos (ensaio triaxial) .....	33
Figura 9 - Deslocamentos sofridos pelo corpo-de-prova (ensaio triaxial) .....	33
Figura 10 - Ensaio de compressão diametral.....	33
Figura 11 - Estrutura 1 (tráfego leve) .....	61
Figura 12 - Estrutura 2 (tráfego médio a pesado) .....	61
Figura 13 - Estrutura 3 (tráfego muito pesado) .....	61
Figura 14 - Fluxograma do método integrado de análise e dimensionamento de pavimentos asfálticos.....	63
Figura 15 - Menu principal do programa SisPav.....	64
Figura 16 - Aba <i>Estrutura</i> .....	65
Figura 17 - Modelos constitutivos do comportamento resiliente de materiais de pavimentação observados no Brasil .....	66
Figura 18 - Aba <i>Carregamento</i> .....	67
Figura 19 - Pontos analisados no dimensionamento.....	67
Figura 20 - Aba Resultados .....	68

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Modelo tensão confinante para a Brita GG1 .....	43
Gráfico 2 - Modelo tensão desvio para a Brita GG1 .....	43
Gráfico 3 - Modelo teta para a Brita GG1.....	44
Gráfico 4 - Modelo composto para a Brita GG1 .....	44
Gráfico 5 - Modelo tensão confinante para solo A-2-4 .....	48
Gráfico 6 - Modelo tensão desvio para solo A-2-4.....	48
Gráfico 7 - Modelo teta para solo A-2-4.....	49
Gráfico 8 - Modelo composto para solo A-2-4.....	49
Gráfico 9 - Modelo tensão confinante para solo A-3.....	50
Gráfico 10 - Modelo tensão desvio para solo A-3 .....	50
Gráfico 11 - Modelo teta para solo A-3 .....	51
Gráfico 12 - Modelo composto para solo A-3.....	51
Gráfico 13 - Modelo tensão confinante para solo A-4.....	52
Gráfico 14 - Modelo tensão desvio para solo A-4.....	52
Gráfico 15 - Modelo teta para solo A-4 .....	53
Gráfico 16 - Modelo composto para solo A-4.....	53
Gráfico 17 - Modelo tensão confinante para solo A-5.....	54
Gráfico 18 - Modelo tensão desvio para solo A-5.....	54
Gráfico 19 - Modelo teta para solo A-5 .....	55
Gráfico 20 - Modelo composto para solo A-5.....	55
Gráfico 21 - Modelo tensão confinante para solo A-6.....	56
Gráfico 22 - Modelo tensão desvio para solo A-6.....	56



Gráfico 23 - Modelo teta para solo A-6 .....	57
Gráfico 24 - Modelo composto para solo A-6.....	57
Gráfico 25 - Modelo tensão confinante para solo A-7-5.....	58
Gráfico 26 - Modelo tensão desvio para solo A-7-5.....	58
Gráfico 27 - Modelo teta para solo A-7-5 .....	59
Gráfico 28 - Modelo composto para solo A-7-5.....	59
Gráfico 29 - Deflexão para Estrutura 1 .....	72
Gráfico 30 - Deflexão para Estrutura 2.....	72
Gráfico 31 - Deflexão para Estrutura 3.....	73
Gráfico 32 - Deformação de tração para Estrutura 1 .....	74
Gráfico 33 - Deformação de tração para Estrutura 2 .....	74
Gráfico 34 - Deformação de tração para Estrutura 3 .....	75
Gráfico 35 - Tensão de tração para Estrutura 1 .....	76
Gráfico 36 - Tensão de tração para Estrutura 2 .....	77
Gráfico 37 - Tensão de tração para Estrutura 3 .....	77
Gráfico 38 - Tensão vertical no topo do subleito para Estrutura 1 .....	78
Gráfico 39 - Tensão vertical no topo do subleito para Estrutura 2.....	79
Gráfico 40 - Tensão vertical no topo do subleito para Estrutura 3.....	79
Gráfico 41 - Vida de fadiga do revestimento para a Estrutura 1 .....	80
Gráfico 42 - Vida de fadiga do revestimento para a Estrutura 2 .....	81
Gráfico 43 - Vida de fadiga do revestimento para a Estrutura 3 .....	81

## **LISTA DE TABELAS**

Tabela 1 - Coeficiente de equivalência estrutural dos materiais .....	25
Tabela 2 - Espessuras mínimas de revestimentos asfálticos .....	25
Tabela 3 - Condições e restrições gerais para o dimensionamento do pavimento .....	26
Tabela 4 - Módulos de resiliência de misturas asfálticas .....	40
Tabela 5 - Módulos de resiliência de misturas asfálticas compostas por CAP 50/60 e CAP 50/70 .....	41
Tabela 6 - Módulos de resiliência de britas.....	42
Tabela 7 - Módulos de resiliência dos solos.....	46
Tabela 8 - Tabela resumo dos módulos de resiliência dos solos .....	62
Tabela 9 - Tabela resumo do comportamento resiliente adotado para os materiais .....	62

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>12</b>
1.1 Apresentação .....	12
1.2 Justificativa .....	13
1.3 Objetivos.....	13
1.3.1 Objetivo geral .....	13
1.3.2 Objetivo específico.....	14
1.4 Delimitações da pesquisa.....	14
1.5 Estrutura da pesquisa .....	14
 <b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>16</b>
2.1 Definição de pavimento.....	16
2.2 Classificação dos pavimentos.....	16
2.3 As camadas do pavimento.....	17
2.3.1 Revestimento .....	18
2.3.2 Imprimação entre as camadas .....	18
2.3.3 Base.....	19
2.3.4 Sub-base.....	19
2.3.5 Reforço do subleito.....	19
2.3.6 Subleito .....	20
2.4 Dimensionamento de pavimentos flexíveis .....	20
2.4.1 Métodos empíricos.....	21
2.4.2 Métodos semiempíricos .....	22
2.4.2.1 Método de dimensionamento do extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER.....	22
2.4.3 Métodos empírico-mecanicistas .....	26
2.5 Solos .....	28
2.5.1 Características dos solos tropicais .....	29
2.6 Materiais utilizados no pavimento.....	31
2.7 Comportamento resiliente dos materiais.....	31
2.7.1 Características resilientes de misturas asfálticas .....	34
2.7.2 Características resilientes de britas .....	35
2.7.3 Características resilientes dos solos .....	35

<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>39</b>
3.1 Módulos de resiliência.....	39
3.1.1 Misturas asfálticas.....	39
3.1.2 Britas.....	41
3.1.3 Solos .....	45
3.1.3.1 Solo A-2-4.....	47
3.1.3.2 Solo A-3.....	49
3.1.3.3 Solo A-4.....	51
3.1.3.4 Solo A-5.....	53
3.1.3.5 Solo A-6.....	55
3.1.3.6 Solo A-7-5.....	57
3.2 Análise mecânica de pavimentos .....	60
3.2.1 Estruturas analisadas .....	60
3.2.2 O programa SisPav .....	62
3.2.2.1 Ferramenta de Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC) .....	64
3.2.3 Verificação quanto a fadiga do revestimento .....	68
 <b>4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	 <b>71</b>
4.1 Deflexão .....	71
4.2 Deformação de tração .....	74
4.3 Tensão de tração.....	76
4.4 Tensão vertical no topo do subleito .....	78
4.5 Vida de fadiga.....	80
 <b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	 <b>83</b>
 <b>REFERÊNCIAS.....</b>	 <b>85</b>

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 Apresentação

O pavimento pode ser entendido como uma estrutura composta de várias camadas que, em conjunto, têm a função de resistir aos esforços provenientes da ação do tráfego de veículos e do clima, proporcionando aos usuários conforto, economia e segurança durante o trânsito sobre a via (BERNUCCI et al., 2008).

Entretanto, as investigações efetuadas pela Confederação Nacional do Transporte (CNT) em 2014, evidenciaram que 49,9% dos pavimentos rodoviários brasileiros possuem defeitos, sendo esses manifestados através de buracos, trincamentos, fissuras, afundamentos, irregularidades, entre outros. Em consequência, essas rodovias foram classificadas como regulares, ruins ou péssimas pela Pesquisa CNT de Rodovias 2014, acabando por oferecer riscos aos usuários, bem como o aumento nos custos de operação e no tempo de viagens, indo de encontro à finalidade do pavimento.

É durante a fase do projeto de dimensionamento do pavimento que se deve considerar e analisar todas as condicionantes que podem vir a influenciar o comportamento da estrutura. Conforme Balbo (2007), as cargas que são aplicadas na superfície do pavimento geram estados de tensões na estrutura que dependem do comportamento mecânico das camadas e do conjunto delas. Por isso, cada camada que compõe um pavimento – revestimento, base, sub-base, reforço do subleito e subleito – é especificada de forma a conceder à estrutura resistência crescente do subleito ao revestimento.

De modo geral, e como inferido por Senço (2007), condiciona-se os dimensionamentos

pelas características dos solos que compõem o subleito, visto que as camadas superiores devem limitar as tensões, protegendo-o contra as deformações excessivas durante a vida útil de projeto.

## **1.2 Justificativa**

Visto que o conhecimento de todos os materiais componentes das camadas e do subleito, e também, de outros materiais que possam influenciar no desenvolvimento do processo executivo é condição para a construção de um pavimento, este estudo se justifica no fato de que, conforme Senço (2007) destaca, dentre os materiais possíveis, o solo é o mais importante, pois mesmo que ele não venha a ser utilizado nas camadas, certamente será a fundação da estrutura.

O subleito normalmente possui a menor resistência dentre as camadas, sendo o responsável por absorver e dissipar os esforços verticais produzidos pelo tráfego. E como ainda lhe é atribuída a maior responsabilidade pelos trincamentos do revestimento, é pertinente que as características dos solos que o compõem sejam estudadas e consideradas durante o projeto e a execução do pavimento (MEDINA; MOTTA, 2005). É de conhecimento geral que uma das principais características para prever o desempenho de um pavimento é o comportamento resiliente do subleito. Fato esse, que o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis vigente no Brasil não analisa de forma obrigatória, pois ainda leva em consideração apenas o valor do Índice de Suporte Califórnia dos materiais.

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo geral**

O presente estudo teve como objetivo geral analisar a influência do comportamento resiliente do subleito como parte da estrutura de um pavimento.

### **1.3.2 Objetivo específico**

Para atingir o objetivo geral deste trabalho, estabeleceram-se os seguintes objetivos específicos:

- a) Coletar o maior número de informações bibliográficas sobre o comportamento resiliente de diversos solos, bem como de britas graduadas e misturas asfálticas;
- b) Definir estruturas típicas de pavimentos rodoviários para distintos volumes de tráfego;
- c) Analisar o comportamento de diferentes estruturas de pavimentos rodoviários por simulações computacionais para estimar as tensões e deformações no interior de pavimentos;
- d) Estimar através de conceitos empírico mecanicistas a vida útil das estruturas de pavimentos flexíveis analisados.

### **1.4 Delimitações da pesquisa**

No desenvolvimento deste estudo, optou-se por realizar uma pesquisa bibliográfica em inúmeras pesquisas acadêmicas que possuem como temática a área da pavimentação, a fim de coletar os dados experimentais, obtidos pelos seus respectivos pesquisadores, referente às características e o comportamento resiliente dos materiais utilizados para fins de pavimentação. Dessa forma, foi possível obter uma quantidade de informações maior, possibilitando, assim, um estudo mais completo e aprofundado nas análises. Embora se tenha buscado informações do comportamento resiliente de solos em todo o Brasil, para o estudo foram analisados apenas solos do Rio Grande do Sul, onde somente não foram encontrados solos do tipo A-1 pela classificação da AASHTO.

### **1.5 Estrutura da pesquisa**

O segundo capítulo aborda os aportes teóricos que sustentam essa investigação, com a abordagem e explicação do conceito, da tipologia, da estrutura, do funcionamento, do

dimensionamento e comportamento do pavimento.

O terceiro capítulo é composto pelos materiais e métodos que foram empregados no desenvolvimento deste estudo.

No quarto capítulo são mostrados os resultados obtidos no estudo e também se realizam as análises dos mesmos.

Por fim, o quinto capítulo apresenta as considerações finais embasadas a partir do estudo realizado.



## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 Definição de pavimento**

O pavimento é um sistema constituído por diferentes camadas compactadas assentes acima do subleito, que é o nível final de terraplanagem. Estas camadas compactadas, de acordo com Senço (2007), são dimensionadas e dispostas de forma a resistir aos esforços oriundos do tráfego e do intemperismo, proporcionando ao usuário da via segurança, conforto e economia durante sua circulação sobre esta estrutura, e consequentemente, tornando maior a durabilidade das pistas de rolamento.

### **2.2 Classificação dos pavimentos**

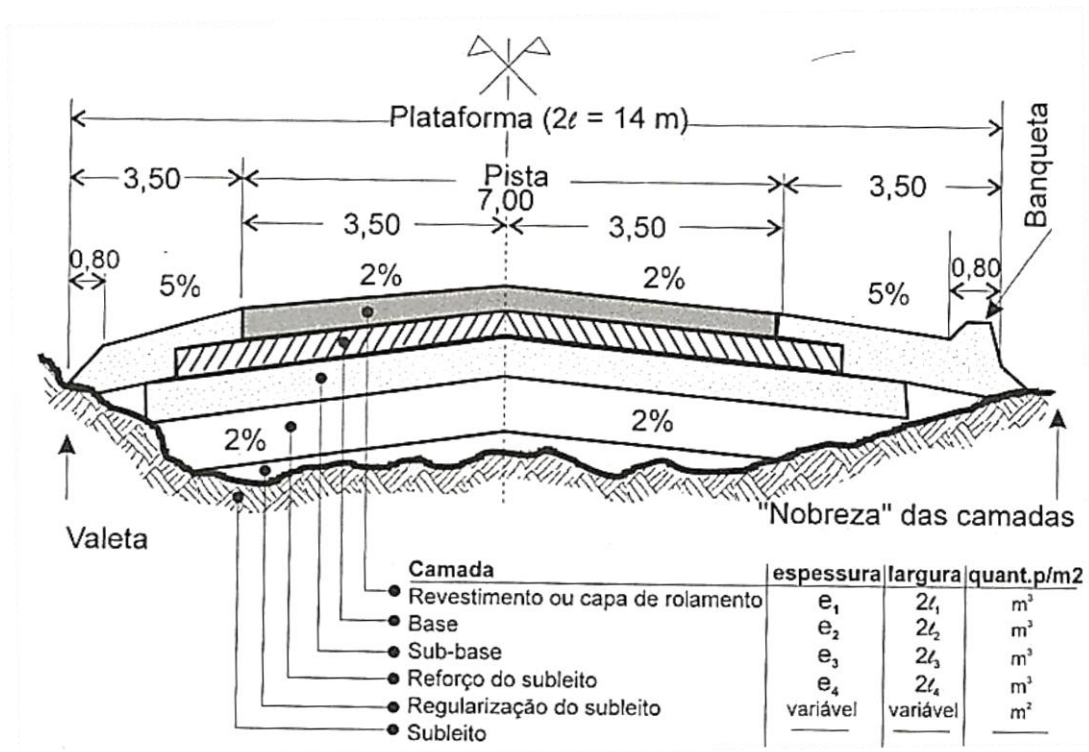
Conforme Bernucci *et al.* (2008) os pavimentos classificam-se habitualmente em flexíveis e rígidos, sendo que diferenciação entre estes ocorre basicamente pela composição e pelo comportamento estrutural das camadas que o formam. Nos pavimentos flexíveis - também denominado pavimento asfáltico -, o revestimento é composto pela mistura de ligantes asfálticos e agregados, apoiado sobre a base, sub-base, reforço de subleito e subleito. Já nos pavimentos rígidos - ou pavimentos de concreto de cimento Portland -, o revestimento é executado, normalmente, de modo a formar placas de concreto assentes sobre a sub-base, reforço de subleito e subleito. Há também um terceiro tipo de pavimento na classificação, que Balbo (2007) apesar de considerar complexa sua definição devido a heterogeneidade das composições, apresenta como pavimento semirrígido. Segundo o autor, este tipo de pavimento consiste na combinação de elementos dos outros dois acima citados: o revestimento betuminoso e uma camada constituída de ligante hidráulico.

### 2.3 As camadas do pavimento

As diferentes camadas que compõem a estrutura do pavimento devem, através das funções específicas atribuídas à elas, propiciar aos veículos condições de suporte e rolamento nas variadas condições climáticas. Desta forma, cada camada é dimensionada para receber, resistir e transmitir os esforços - gerados pelos veículos e pelo ambiente - às camadas inferiores, de forma suavizada, até chegar ao subleito.

De acordo com Balbo (2007), um pavimento é composto pelo revestimento, base, sub-base, reforço do subleito e subleito, devendo-se considerar ainda, que pode haver a supressão de algumas dessas camadas conforme as necessidades evidenciadas durante o processo de dimensionamento da estrutura. Contudo, para a estrutura ser denominada pavimento, deve imprescindivelmente existir a camada de revestimento e de subleito (fundação). A Figura 1 apresenta a configuração básica da estrutura de um pavimento.

Figura 1 – Configuração genérica de um pavimento



Fonte: Senço (2007, p. 16).

### 2.3.1 Revestimento

O revestimento é a camada mais superficial da estrutura, recebendo diretamente os esforços dos veículos e do ambiente. Por estar neste nível, Senço (2007) infere que esta camada deve aprimorar a superfície de rolamento nos quesitos conforto e segurança, e ainda ser impermeável, garantindo maior durabilidade ao sistema.

Balbo (2007) aponta que para atender às exigências feitas, a composição do revestimento deve ser feita de materiais bem aglutinados para que não haja a movimentação horizontal do mesmo. As misturas asfálticas, pedras justapostas, blocos pré-moldados, paralelepípedos, tratamentos superficiais e concreto compactado com rolo são os elementos mais comumente utilizados.

Na maior parte das estradas e ruas pavimentadas brasileiras o revestimento utilizado é o asfáltico. Para Bernucci *et al.* (2008), os principais motivos pelos quais se opta por esse tipo de revestimento é que ele proporciona sólida união entre os agregados, é impermeabilizante, duradouro, resistente aos efeitos de grande parte dos ácidos, álcalis e sais, além da possibilidade da utilização na forma aquecida ou emulsionada, possuindo uma variedade de combinações que podem ser feitas.

Normalmente é a camada com menor espessura, em contraponto, Senço (2007) evidencia que é a camada que possui o maior custo unitário, com grande diferença em comparação às outras. Por esse motivo, assim como por considerações técnicas e construtivas, Balbo (2007) ressalta que os revestimentos asfálticos normalmente são subdivididos em camada de rolamento, camada de ligação, camada de nivelamento e camada de reforço.

### 2.3.2 Imprimação entre as camadas

Entre muitas das camadas é necessário aplicar o que se denomina “pintura de ligação” e “imprimação impermeabilizante”. Esses elementos constituem-se de um filme asfáltico que proporciona aderência e impermeabilização, sucessivamente, sendo que as pinturas de ligação são aplicadas com emulsões asfálticas e as imprimações com asfaltos diluídos.

### **2.3.3 Base**

Conforme Senço (2007) a camada de base é responsável por resistir aos esforços verticais provenientes da ação do tráfego e do ambiente e, também, por distribuí-los às camadas inferiores. As bases, em geral, podem ser compostas por solos estabilizados naturalmente, uma mistura de agregados e solos, brita graduada – ou tratada com cimento-, solos estabilizados quimicamente com ligantes hidráulicos ou asfálticos e concretos, entre outros (BALBO, 2007). Ainda, de acordo com as necessidades de projeto, a base pode ser complementada pela sub-base e pelo subleito.

### **2.3.4 Sub-base**

Nos casos em que os esforços solicitantes na camada de base exigem uma espessura muito grande, por questões construtivas e de custos, esta é subdividida em duas camadas, dando origem a uma camada denominada sub-base. A sub-base pode ser composta pelos mesmos materiais utilizados na base, porém de acordo com Senço (2007), é regra geral que o material que constitui a sub-base seja de qualidade inferior ao da base, consequentemente tornando essa camada menos onerosa

### **2.3.5 Reforço do subleito**

Balbo (2007) define o reforço do subleito como uma camada com espessura constante que é construída quando o subleito apresenta baixa resistência aos esforços verticais. Nestes casos o reforço do subleito é constituído por um solo de melhor qualidade que o solo subjacente, resultando na chegada de pressões de menor magnitude à fundação.

Nesse sentido, Senço (2007, p. 19) infere que “o reforço do subleito poderia ser considerado indistintamente camada suplementar do subleito ou camada complementar da sub-base”.

### **2.3.6 Subleito**

Denomina-se subleito a superfície que é a fundação do pavimento. Constitui-se de material natural estabilizado e compactado. Senço (2007) considera apenas a camada próxima da superfície como subleito, e que essa consideração se justifica no fato de que “à medida que se aprofunda no maciço, as pressões exercidas são reduzidas a ponto de serem desprezíveis.”.

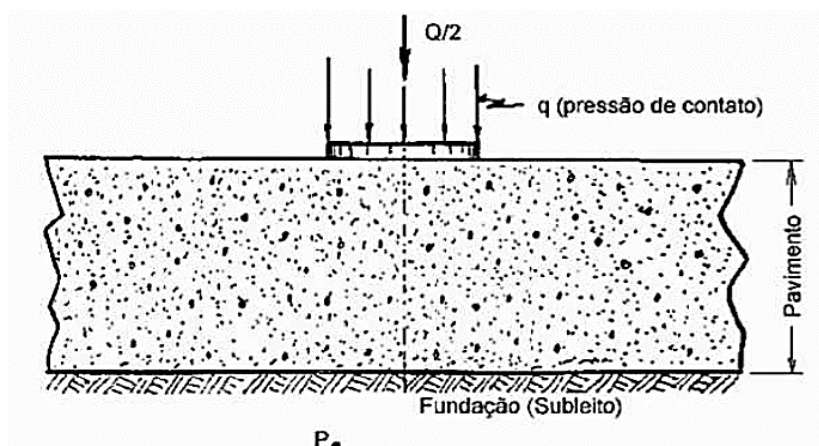
A superfície do subleito deve ser regularizada de acordo com o projeto do pavimento, podendo essa ser cortada, aterrada, ou possuir seção mista. Segundo Senço (2007), é na regularização do subleito que devem ser moldadas as características geométricas do pavimento acabado.

## **2.4 Dimensionamento de pavimentos flexíveis**

Para Balbo (2007), o dimensionamento de um pavimento objetiva determinar a espessura e os materiais das camadas de revestimento, base, sub-base, reforço do subleito, para que a estrutura resultante da combinação delas seja capaz de resistir, transmitir e distribuir as solicitações provenientes do tráfego e do ambiente para o subleito, durante o tempo determinado em projeto.

Senço (2007) infere que o dimensionamento baseia-se em considerar que uma carga repetida provocada pelo tráfego  $Q/2$  gera uma pressão de contato  $q$ , verificando o estado de tensões e deformações resultantes em um ponto  $P$  locado em qualquer lugar do semi-espaço infinito (subleito) (FIGURA 2), analisando assim, se ocorrerá ou não ruptura do sistema. Atribui-se, então, a existência de diversas metodologias de dimensionamento às distintas condicionantes ambientais, geológicas, pedológicas e de tráfego, sendo que a principal causa dessas divergências está no fato de não existir uma descrição unânime e certa da forma como se dá a ruptura de um pavimento (BALBO, 2007).

Figura 2 - Ponto P de um semi-espaço infinito



Fonte: Senço (2007).

No transcorrer do tempo a teoria aplicada no projeto de pavimentos asfálticos foi sofrendo alterações e aprimoramentos. Com as considerações e estudos atuais sabe-se, por Balbo (2007) e Senço (2007), que os pavimentos rompem-se por fatores variados, e que, entre os rompimentos que estão intimamente ligados à repetição de cargas sobre as estruturas dos pavimento, sobressaem-se:

- a) o fenômeno da fadiga, que é o causador do trincamento de revestimentos asfálticos e bases cimentadas.
- b) o acúmulo de deformações plásticas decorrentes das deformações cisalhantes que ocorrem nas camadas de misturas asfálticas, em materiais granulares e nos solos do subleito.

Logo, Balbo (2007) indica que as metodologias existentes de projeto foram elaboradas com experiências obtidas em campo ou a partir de teoria elástica, que é tida como apropriada para fins de entendimento dos fenômenos físicos quantificados em campo, originando os modelos empíricos, semiempíricos e empírico-mecanicistas.

#### 2.4.1 Métodos empíricos

Os modelos de projeto denominados empíricos, conforme Senço (2007), têm por base fórmulas, constantes e coeficientes que são originários da análise das condições dos pavimentos já existentes, onde os parâmetros obtidos em campo são estudados e relacionados com a resistência dos materiais e a repetição das cargas. Balbo (2007) explicita que o método

elaborado pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* – AASHTO é o mais significativo, entretanto, assim como os outros métodos empíricos, possui seu campo de aplicação limitado, pois somente alguns locais apresentam características naturais parecidas com às do local experimentado.

#### **2.4.2 Métodos semiempíricos**

Os métodos de dimensionamento semiempíricos foram elaborados a partir de extrapolações teóricas e racionais de modelos obtidos através da compilação de informações e experiências. O modelo mais expressivo deste grupo é aquele em que os critérios de dimensionamento baseiam-se na parametrização da estrutura do pavimento a partir dos valores de *California Bearing Ratio* – CBR atribuído a cada camada (BALBO, 2007).

Senço (2007) define o CBR como uma relação entre a pressão que é necessária para a penetração de um pistão, até uma certa profundidade, em uma amostra de solo adequadamente preparada e a pressão necessária para fazer esse mesmo pistão penetrar à uma mesma profundidade em uma amostra de pedra britada. O valor de CBR=100%, considerado padrão, é o de britas ou pedregulhos graduados, desta forma podemos ter valores de CBR>100% para materiais mais resistentes e valores de CBR<100% para materiais com resistência menor que a do padrão estabelecido.

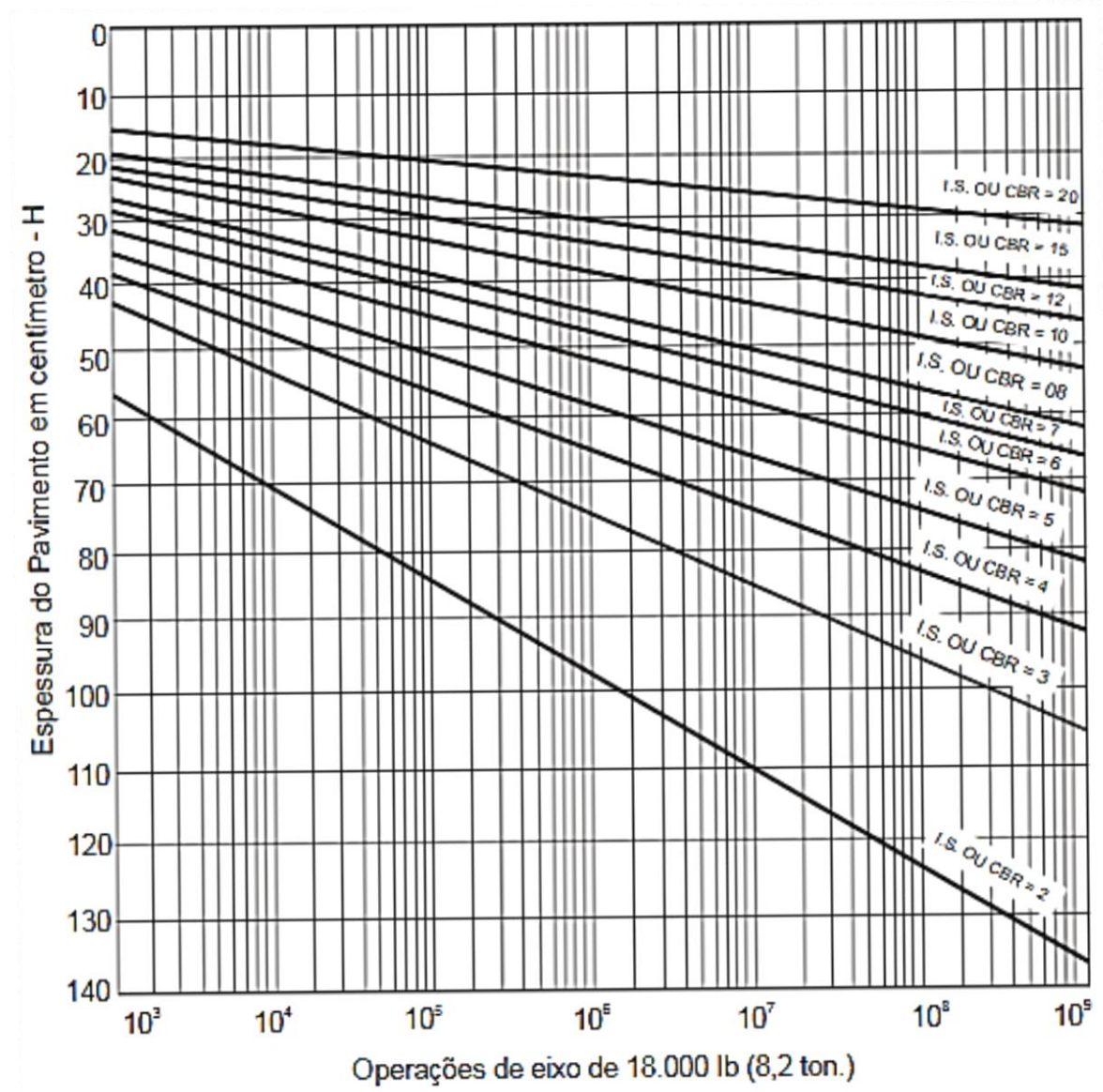
No Brasil o CBR também é denominado Índice de Suporte Califórnia (ISC), e o método de dimensionamento semiempírico mais utilizado é o desenvolvido pelo extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER).

##### **2.4.2.1 Método de dimensionamento do extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER**

O método de dimensionamento foi elaborado e proposto com base no critério de CBR, e simula os efeitos da repetição de cargas de um eixo-padrão de 18.000 libras (80 kN). Conforme Senço (2007), o número de repetições de carga do eixo padrão durante o período estabelecido em projeto é determinado através dos fatores de equivalência de carga e após obtidos os valores de CBR para o subleito, reforço do subleito, utiliza-se o ábaco da Figura 3

para o dimensionamento destes.

Figura 3 – Ábaco de dimensionamento de pavimentos pelo método CBR



Fonte: DNIT (2006, p. 149).

As curvas do ábaco são afirmadas através da solução da equação a seguir, que foi gerada a partir de regressão linear múltipla.

$$H_{eq} = 77,67 \times N^{0,0482} \times CBR^{-0,598} \quad (1)$$

O dimensionamento das camadas de sub-base e base é realizado através da solução das inequações a seguir. O método determina valores mínimos de CBR 20% e 80% para as camadas de sub-base e base, respectivamente.



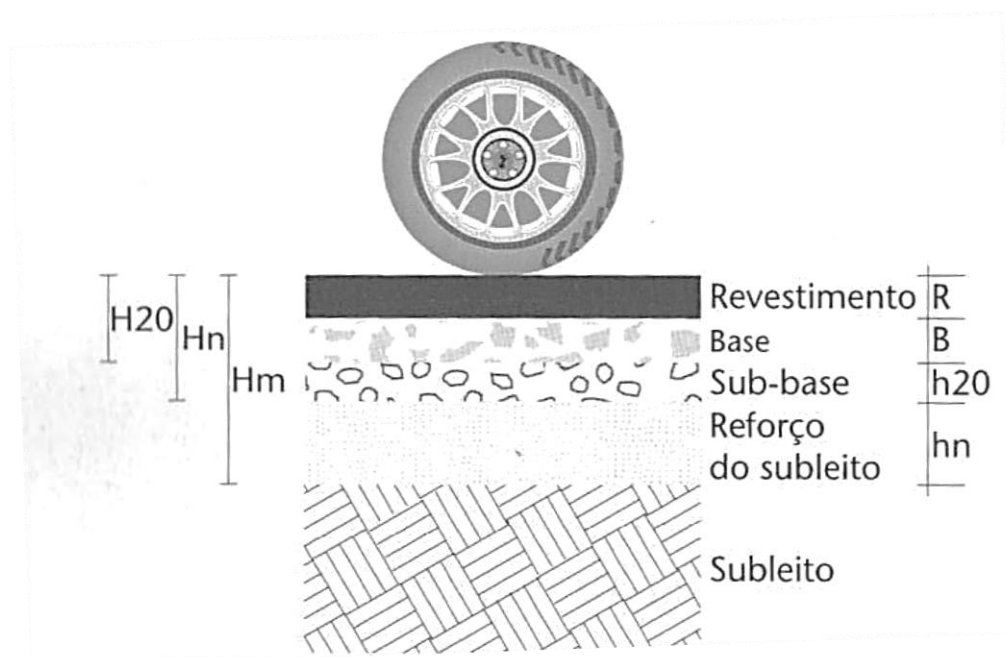
$$R \times K_r + B \times K_b \geq H_{20} \quad (2)$$

$$R \times K_r + B \times K_b + h_{20} \times K_s \geq H_n \quad (3)$$

$$R \times K_r + B \times K_b + h_{20} \times K_s + h_n \times K_n \geq H_m \quad (4)$$

De acordo com Balbo (2007), nestas inequações,  $K$ ,  $K_b$ ,  $K_s$  e  $K_n$  correspondem aos coeficientes de equivalência estrutural dos materiais e  $R$ ,  $B$ ,  $h_{20}$ ,  $h_n$  os valores de espessuras das camadas de revestimento, base, sub-base e reforço do subleito, respectivamente.  $H_{20}$ ,  $H_n$  e  $H_m$  são as espessuras sobre a sub-base, reforço do subleito e subleito, respectivamente, e são determinadas a partir do CBR destas camadas e do número de repetições de carga do eixo equivalente. A Figura 4 apresenta o detalhamento e a disposição das variáveis envolvidas no dimensionamento.

Figura 4 – Princípio de solução das espessuras das camadas, baseado no valor de CBR



Fonte: Balbo (2007, p. 384).

O coeficiente de equivalência estrutural e as espessuras mínimas das camadas podem ser obtidos, respectivamente através das Tabelas 1 e 2. A espessura de revestimento asfáltico é determinada com base no número  $N$ , o qual representa o nível de tráfego de veículos de projeto e é obtido por meio de dados coletados em campo.

Tabela 1 - Coeficiente de equivalência estrutural dos materiais

TIPO DE MATERIAL	COEFICIENTE DE EQUIVALÊNCIA ESTRUTURAL (K)
Base ou revestimento de concreto asfáltico	2,0
Base ou revestimento pré-misturado a quente de graduação densa	1,7
Base ou revestimento pré-misturado a frio de graduação densa	1,4
Base ou revestimento asfáltico por penetração	1,2
Camadas granulares	1,0
Solo-cimento com resistência aos 7 dias superior a 4,5 Mpa (compressão)	1,7
Solo-cimento com resistência aos 7 dias entre 2,8 e 4,5 Mpa (compressão)	1,4
Solo-cimento com resistência aos 7 dias entre 2,1 e 2,8 Mpa (compressão)	1,2
Bases de solo-cal	1,2

Fonte: Balbo (2007, p. 385).

Tabela 2 – Espessuras mínimas de revestimentos asfálticos

N (REPETIÇÕES DO ERSD DE 80kN)	TIPO DE REVESTIMENTO	ESPESSURA (mm)
$\leq 10^6$	Tratamentos superficiais	15 a 30
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	CA, PMQ, PMF	50
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	Concreto asfáltico	75
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto asfáltico	100
$N > 5 \times 10^6$	Concreto asfáltico	125

Fonte: Balbo (2007, p. 385).

Este método, em função de ter sua fundamentação no critério do CBR, tem como fator de ruptura o acúmulo de deformações plásticas ocasionadas pelas solicitações de cisalhamento que ocorrem em toda estrutura do pavimento no decorrer do período de projeto. Desta forma, a Tabela 3 detalha algumas exigências que devem ser verificadas durante o processo de dimensionamento (BALBO, 2007).

Tabela 3 – Condições e restrições gerais para o dimensionamento do pavimento

MATERIAL	RESTRIÇÕES BÁSICAS
Solo de subleitos (CFT) ou para reforços de subleitos	Expansão máxima, no ensaio CBR (com imersão de quatro dias) de 2%; Se CBR < 2% preferível substituição de 1m por material com CBR > 2%
Reforços granulares para subleitos (misturas solo-agregado)	CBR superior ao subleito; expansão ≤ 2%
Sub-bases granulares ou melhoradas com cimento	CBR ≥ 20%; Índice de grupo = 0; expansão ≤ 1% (sobrecarga de 4,536 kg)
Bases granulares	CBR ≥ 80%, o qual, para $N \leq 10^6$ , admite-se CBR ≥ 60%; Expansão ≤ 0,5% (sobrecarga de 4,536 kg); LL ≤ 25 e IP ≤ 6 (se LL e IP forem superiores, poderá ser empregado o material que, respeitando as demais condições, apresente equivalente de areia superior a 30%); Há restrições de granulometria. Recomenda-se aumentar 20% de H <sub>2</sub> O quando $N > 10^7$ ; admite-se (0,2 H <sub>2</sub> O) para sub-base com material de CBR > 40% e $N \leq 10^6$
Qualquer camada granular (restrições de compactação)	Espessura mínima de 150 mm e máxima de 200 mm

Fonte: Balbo (2007, p. 385).

É importante evidenciar que, em consonância com Balbo (2007) e Senço (2007), dimensionamento da estrutura de um pavimento utilizando-se o método do DNER limita-se no fato de não considerar os aspectos relacionados à fadiga dos elementos, sendo que são estes os principais responsáveis pelo trincamento de misturas asfálticas e de bases cimentadas.

### 2.4.3 Métodos empírico-mecanicistas

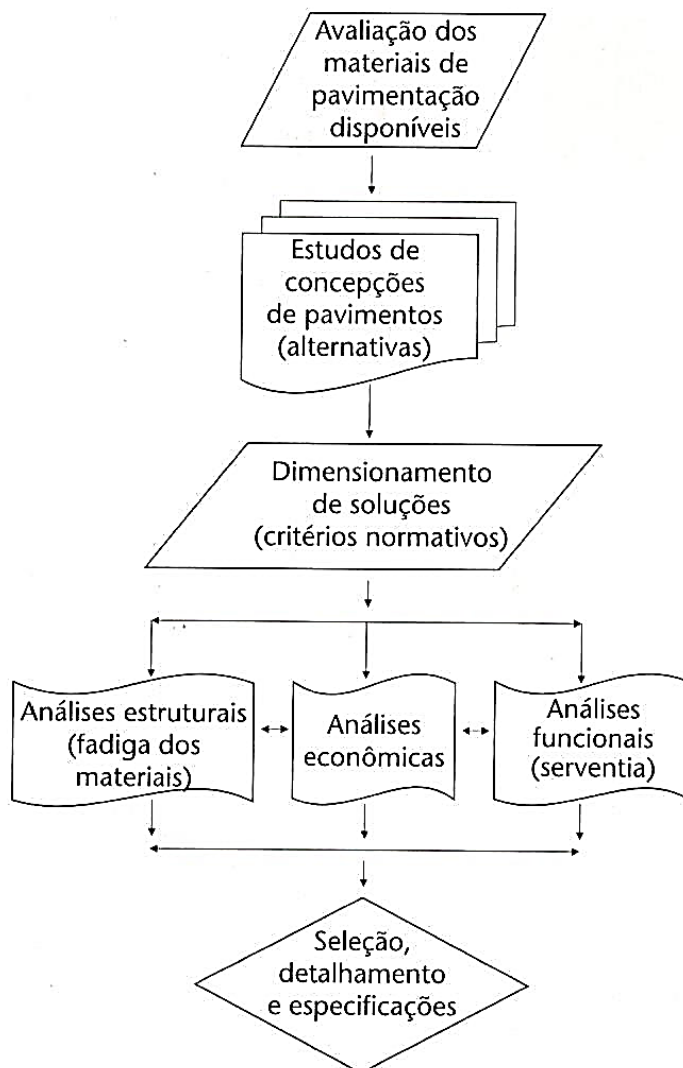
Os métodos empírico-mecanicistas, também denominados semiteóricos, objetivam avaliar o desempenho estrutural do pavimento de forma coerente e analítica. Diferentemente dos métodos de dimensionamento empíricos e semiempíricos, ao relacionar modelos teóricos com modelos laboratoriais na caracterização mecânica dos materiais, os métodos empírico-mecanicistas consideram que as camadas tratadas com ligantes asfálticos e hidráulicos funcionam em flexão (BALBO, 2007).

Desta forma, ao se considerar no dimensionamento que estas camadas sofrem solicitações de tração na flexão e, conseqüentemente, fadiga, pode-se conceber uma estrutura capaz de resistir ao, que Medina e Motta (2005) julgam como o principal mecanismo de

degradação de pavimentos, trincamento por fadiga.

Contudo, para que as associações entre modelos teóricos e modelos experimentais sejam válidas e os resultados satisfatórios, é necessária realização de uma análise estrutural completa de pavimentos asfálticos, de acordo com as etapas indicadas na Figura 5.

Figura 5 – Processo de seleção de estruturas de pavimentos



Fonte: Balbo (2007, p. 467).

Como contribuição na eficiência do processo de análise estrutural completa deve-se fazer um estudo completo dos materiais que serão empregados na obra, assim como analisar laboratorialmente os fenômenos de fadiga e plastificação desses materiais, juntamente com o uso de programas computacionais adequados.

## 2.5 Solos

Como anteriormente mencionado, para ser considerado pavimento é necessário que a estrutura esteja apoiada sob o subleito. Em consequência, o conhecimento acerca da composição e mecânica dos solos é de suma importância, visto que se deve manter a estabilidade da estrutura frente as cargas dinâmicas cíclicas que culminam na ruptura do pavimento por fadiga, já que além do subleito, este pode ser utilizado também em bases, sub-bases, e reforços de pavimento.

No Brasil, o estudo de solos para fins rodoviários, conforme explicitado por Balbo (2007), necessita do conhecimento e do entendimento da formação e comportamento dos solos de clima tropical úmido, em virtude das classificações e orientações internacionais não considerarem que determinados solos tropicais possuem propriedades propícias para a utilização na pavimentação.

Em razão de haver distintas definições conferidas aos solos por engenheiros, pedologistas e geólogos, Balbo (2007) adota a caracterização proposta por Vargas (1978) que descreve solo como “todo material não consolidado e ocorrente acima das rochas e empregado na construção civil” e também a proposta por Nogami (1992), o qual infere que o solo se trata de: “[...] material não consolidado e constituído por grãos facilmente separáveis (mecanicamente ou hidraulicamente), escaváveis com equipamentos convencionais de terraplenagem”.

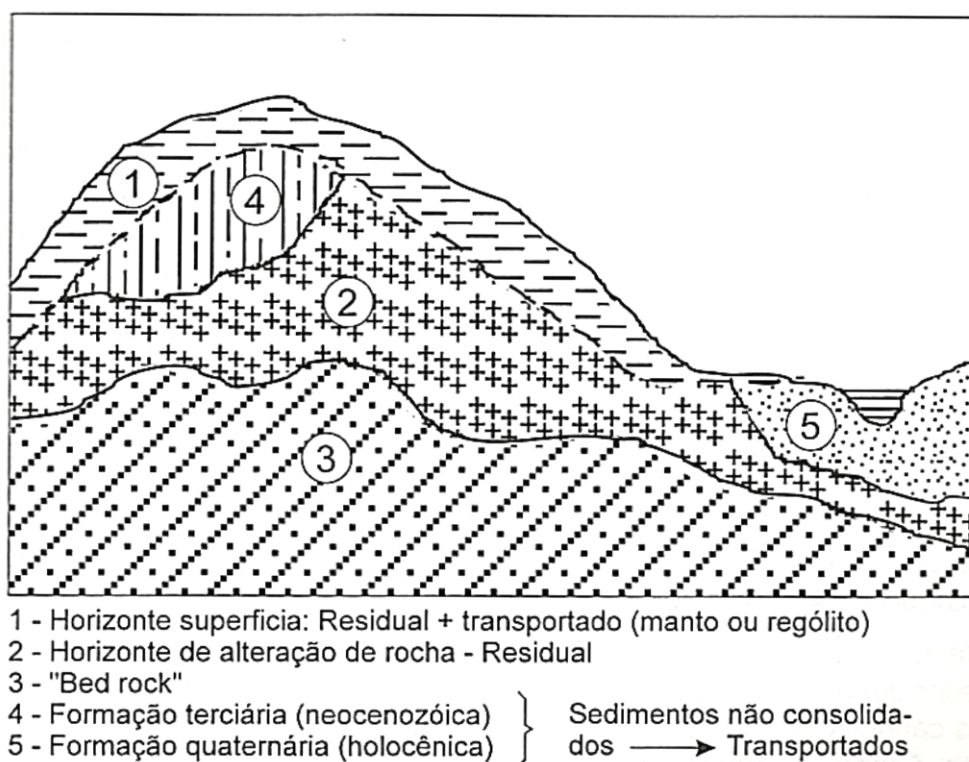
Por sua vez, Senço (2007) caracteriza o solo como: “[...] formação natural, de estrutura solta e removível e de espessura variável, resultante da transformação de uma rocha-mãe, pela influência de diversos processos físicos, físico-químicos e biológicos”.

Posto que o solo é uma associação de grãos, é consequência que suas características culminem da combinação das características individuais de cada grão. Portanto, considerando que o solo tenha propriedades como um todo, deve-se entender que estas propriedades podem sofrer modificações conforme o solo é manuseado, sendo essencial o conhecimento das propriedades dele no estado natural (SENÇO, 2007).

Com origem da decomposição das rochas, os solos podem ser classificados, de acordo com a ação de agentes naturais sobre eles, em solos residuais, solos transportados e solos superficiais. Os solos residuais são provenientes de alterações *in situ* das rochas. Os

transportados são aqueles que foram decompostos em locais distantes e posteriormente deslocados pela ação do intemperismo. E, por fim os solos superficiais, que são originários da ação dos agentes naturais sobre os dois outros tipos acima citados. Na Figura 6, pode-se ver um perfil genérico do solo (SENÇO, 2007).

Figura 6 – Perfil genérico do solo



Fonte: Senço (2007, p. 47).

### 2.5.1 Características dos solos tropicais

Denomina-se solo tropical aquele que possui propriedades e comportamento diferentes se comparados aos solos não tropicais, pelo fato de atuarem neles processos de origem pedológica e/ou geológica típicos de regiões tropicais úmidas, nas quais a temperatura média anual ultrapassa 20°C e o índice pluviométrico 1000mm/ano (BALBO, 2007).

Os solos tropicais podem ser, conforme Balbo (2007), de comportamento laterítico ou não laterítico. São tidos como solos de comportamento laterítico, aqueles residuais maduros que são finos (granulometricamente) e muito estáveis da perspectiva da sensibilidade à água e às condições climáticas, enquanto os solos de comportamento não laterítico são aqueles semelhantes aos solos residuais jovens ou saprolíticos, que possuem muita quantidade de

minerais instáveis, sendo suscetíveis aos efeitos da alteração climática, drenando mal a água e de pouca resistência em caso de saturação (QUADRO 1).

Quadro 1 – Particularidades mecânicas e hidráulicas de solos tropicais

PROPRIEDADE	SOLOS LATERÍTICOS	SOLOS SAPROLÍTICOS
Contração	Elevada (argilas) Baixa (areias)	Média e elevada
Expansão	Baixa	Baixa a elevada
Suporte a seco	Elevado a muito elevado	Médio a elevado
Permeabilidade	Baixa	Baixa a média

Fonte: Balbo (2007, p. 72).

Conforme Balbo (2007), a laterização dos solos tropicais resulta na presença significativa de minerais cauliníticos e óxidos hidratados de ferro ou de alumínio em suas frações finas, culminando em estruturas bem agregadas entre partículas muito estáveis, muito porosas e permeáveis, tanto em solos argilosos como em solos arenosos. Desta forma os solos tropicais lateríticos possuem porosidade típica e resistência mecânica muito maior aos solos convencionais.

Isto posto, pode-se verificar no Quadro 2 onde são comumente empregados os solos tropicais nas rodovias brasileiras.

Quadro 2 – Emprego comum de solos tropicais

DENOMINAÇÃO	EMPREGOS EM CAMADAS DE PAVIMENTOS
Areias finas	Subleitos e reforços de subleitos (eventualmente como base ou sub-base)
Solos arenosos finos	Subleitos, reforços, sub-bases e bases
Argilas lateríticas	Subleitos e reforços de subleitos
Solos arenosos não lateríticos	Subleitos quando não substituíveis (raramente como base ou sub-base)
Solos silteosos não lateríticos	Subleitos quando não substituíveis, embora não recomendável
Argilas não lateríticas	Subleitos quando não substituíveis

Fonte: Balbo (2007, p. 87).

## 2.6 Materiais utilizados no pavimento

Os materiais utilizados nas obras de pavimentação são classificados, conforme DNIT (2006), em materiais pétreos e diversos. Os materiais pétreos, também denominados agregados, podem ser considerados naturais (utilizados da forma como se encontram na natureza) ou artificiais (passam por algum tipo de modificação física e/ou química). Já os materiais diversos são aqueles que englobam os materiais asfálticos e cimentícios.

Os materiais pertencentes às classificações acima citadas podem ser associados uns aos outros durante a sua utilização. Desta forma, Balbo (2007) infere que a bica corrida, a brita graduada simples, o macadame hidráulico e o macadame seco, são os principais materiais granulares utilizados abaixo da camada de revestimento. Dos materiais cimentados utiliza-se mais comumente a brita graduada tratada com cimento e o concreto rolado.

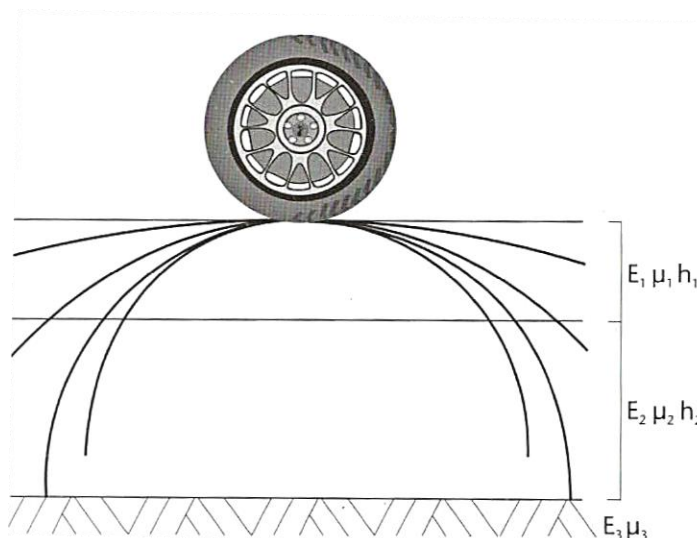
Em relação aos materiais empregados no revestimento, destacam-se às misturas asfálticas. Dentre as misturas usinadas a quente estão o concreto asfáltico, também denominado concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) - que é o mais utilizado no Brasil -, a camada porosa de atrito (CPA), o *stone matrix asphalt* (SMA), o macadame betuminoso (MB), *gap-graded* e a areia asfalto usinada a quente (AAUQ). Nas misturas asfálticas a frio destacam-se o pré-misturado a frio (PMA), a lama asfáltica (LA) e a areia-asfalto a frio (AAF).

## 2.7 Comportamento resiliente dos materiais

Os resultados estruturais da aplicação, pelas rodas dos veículos e pelos carregamentos estáticos de natureza variada, de solicitações externas são dependentes dos materiais constituintes das camadas dos pavimentos. Para Balbo (2007), ao entender que a estrutura do pavimento constitui-se de camadas superpostas que possuem características distintas, deve-se considerar os efeitos, também distintos, da interação carga-estrutura e suas resultantes na deformação das camadas (FIGURA 7).



Figura 7 - Estrutura de camadas com comportamentos elásticos distintos

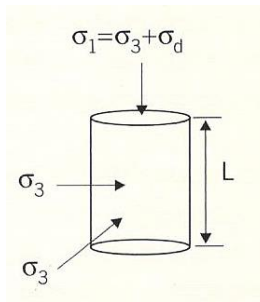


Fonte: Balbo (2007, p. 227).

Pioneiro dos estudos acerca da deformabilidade dos pavimentos, Francis Hveem (1955), citado por Medina e Motta (2005), julgava que a deformação resiliente das camadas subjacentes – especialmente do subleito – era a principal responsável pelo trincamento gradativo dos revestimentos asfálticos. Os autores também mencionam que a expressão resiliente - energia armazenada num corpo deformado elasticamente que é transmitida de volta com o findar das tensões geradoras das deformações - foi utilizada por Hveem ao invés da expressão elástica, por este entender que as deformações nos pavimentos são bem superiores às dos sólidos elásticos, como o concreto e o aço.

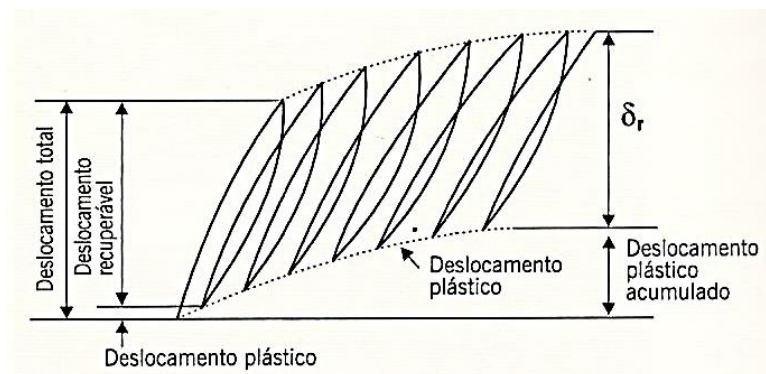
A determinação do módulo de resiliência ( $M_R$ ) dos materiais pode ser efetuada em laboratório ou em campo. Em campo a determinação é realizada através da retroanálise, onde são avaliadas e interpretadas as deformações ocorridas durante provas de carga. Em laboratório, os valores do módulo de resiliência são obtidos por meio de ensaios de cargas repetidas, que são capazes de simular condições realistas de solicitações em campo. No Brasil, é usual avaliar solos e britas por intermédio de ensaio triaxial (FIGURAS 8 e 9) e misturas asfálticas e cimentadas através de ensaio de compressão diametral (FIGURA 10) (MEDINA; MOTA, 2005).

Figura 8 - Esquema de aplicação de tensões nos carregamentos (ensaio triaxial)



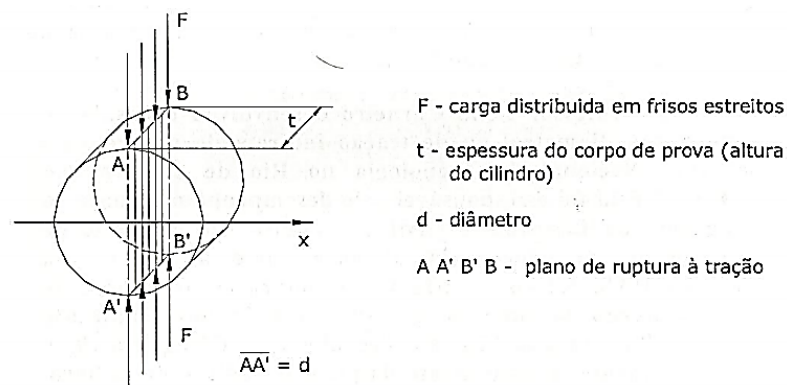
Fonte: Bernucci *et al.* (2008, p.348).

Figura 9 - Deslocamentos sofridos pelo corpo-de-prova (ensaio triaxial)



Fonte: Bernucci *et al.* (2008, p. 348).

Figura 10 - Ensaio de compressão diametral



Fonte: Medina e Motta (2005, p. 214).

Isto posto, o valor do módulo de resiliência determinado em laboratório é dado pela relação entre a tensão aplicada ( $\sigma$ ) e a respectiva deformação sofrida ( $\epsilon$ ) (BALBO, 2007), de acordo com a equação apresentada a seguir:

$$M_R = \frac{\sigma}{\epsilon} = E \quad (6)$$

### 2.7.1 Características resilientes de misturas asfálticas

No Brasil, o módulo de resiliência de misturas betuminosas é, normalmente, determinado utilizando-se o ensaio de compressão diametral ou tração indireta. O valor obtido a partir desses ensaios, como evidenciado por Medina e Motta (2005), é função da temperatura a qual a mistura é submetida.

$$M_R = f(T \text{ } ^\circ\text{C}) \quad (7)$$

Cardoso (2002), por sua vez, define o módulo de resiliência de misturas betuminosas como:

[...] a relação entre a tensão de tração ( $\sigma_d$ ) aplicada repetidamente no plano diametral vertical de uma amostra cilíndrica de mistura asfáltica e a deformação específica de extensão recuperável ( $\epsilon_r$ ) correspondente à tensão aplicada, numa certa temperatura e frequência de aplicação de carga, medida no plano ortogonal ao de carregamento.

A autora ainda, ao citar Motta (1998), infere que o módulo de resiliência varia com a granulometria da mistura, com o ligante asfalto e com a temperatura, e que tem-se feito o uso da relação do MR com a tensão de ruptura a tração ( $\sigma_t$ ) dos revestimentos, por este ser uma indicação da capacidade de retorno elástico das misturas e de sua resistência ao trincamento por tração.

Comumente utilizado no revestimento de pavimentos, o CBUQ (Concreto Betuminoso Usinado à Quente) pode ser composto com ligantes convencionais ou com ligantes modificados, que acabam por influenciar no seu comportamento resiliente. Cardoso (2002) cita as relações  $M_R/\sigma_t$  encontradas para CBUQ com ligante convencional e modificado, por Amaral (2000), que foram ensaiadas à temperatura de 25°C, conforme as expressões a seguir.

Para CBUQ com ligante convencional:

$$M_R = 6461\sigma_t, \text{ com } r^2=0,96 \quad (8)$$

Fonte: Pinto, 1991.

$$M_R = 4385\sigma_t \quad (9)$$

Fonte: Motta e Pinto, 1994.

$$M_R = 5000\sigma_t \quad (10)$$

Fonte: DNER PRO 269/96.

Para CBUQ com ligante modificado:

$$M_R = 3000 \text{ a } 3500\sigma_t \quad (11)$$

Fonte: Motta, 1998.

### 2.7.2 Características resilientes de britas

De uso comum nas camadas de base na pavimentação de rodovias, a pedra britada, também denominada brita, deve ser de boa qualidade, com partículas resistentes à abrasão, de elevado CBR e bem graduada.

Malysz (2004) estudou detalhadamente o comportamento mecânico de britas de basalto provenientes de uma jazida de Porto Alegre - anteriormente caracterizadas por Casagrande (2003) – através de ensaios triaxiais estáticos e dinâmicos, onde as envoltórias de ruptura de muitos dos ensaios mostram que a tensão confinante e o grau de compactação são os grandes influenciadores dos módulos de resiliência. As expressões abaixo são os modelos para o módulo de resiliência, encontrados por Malysz (2004), de mesma pedra de basalto com composições granulométricas distintas (MEDINA; MOTTA, 2005).

- Para britas uniformes com tamanho nominal máximo de 19mm:

$$M_R = 1305\sigma_3^{0,81} \quad (12)$$

- Para britas bem graduada com grau de compactação 90%:

$$M_R = 635\sigma_3^{0,38} \quad (13)$$

- Para britas bem graduada com grau de compactação 100%:

$$M_R = 4842\sigma_3^{0,91} \quad (14)$$

### 2.7.3 Características resilientes dos solos

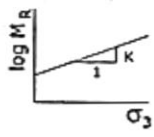
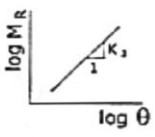
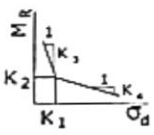
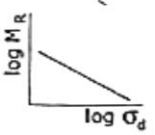
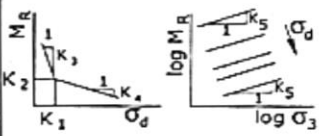
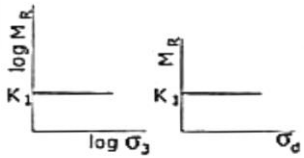
Dependente da natureza, umidade de compactação e equilíbrio, densidade, estados de

tensões do solo, organização das partículas, e também das características do ensaio triaxial de cargas repetidas, o módulo de resiliência de cada solo, de acordo com o que Medina e Motta (2005) inferem, pode ser apresentado como função do estado de tensões atuantes no decorrer do ensaio, conforme equação a seguir:

$$M_R = f(\sigma_3, \sigma_d) \quad (15)$$

Bernucci *et al.* (2008) evidencia que os materiais utilizados na composição da estrutura de um pavimento não são elásticos e que a utilização da teoria da elasticidade é apenas uma forma de aproximação. Balbo (2007), por conseguinte, infere que pelos solos e britas se comportarem de forma elástica não-linear, é fundamental o estabelecimento de modelos comportamentais que sejam capazes de prever as variações no módulo de resiliência em função dos níveis de tensões atuantes nas estruturas. Os primeiros modelos observados no Brasil que satisfazem essas condições são mostrados no Quadro 3.

Quadro 3 – Primeiros modelos de comportamento tensão-deformação de solos observados no Brasil

MODELO	EQUAÇÃO	MODELO	EQUAÇÃO
<b>arenoso</b> 	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	<b>areno-argiloso</b> 	$M_R = K_1 \theta^{K_2}$ $K_2 > 0$
<b>argiloso</b> 	$M_R = K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < K_1$ $M_R = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$	<b>areno-argiloso</b> 	$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$ $K_2 < 0$
<b>combinado</b> 	$M_1 = K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < K_1$ $M_1 = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$ $M_R = M_1 \sigma_3^{K_5}$	<b>constante</b> 	$M_R = K_1 = \text{constante}$

Fonte: Medina e Motta (2005, p. 232).

Em solos arenosos ou granulares, o modelo mostrado no Quadro 3 é notado em casos que menos de 50% dos grãos passam na peneira número 200 (0,074mm), e que possuem origem laterítica, saprolítica ou sedimentar (MEDINA; MOTTA, 2005). O módulo de resiliência desses

solos é dependente da tensão confinante ( $\sigma_3$ ) ou da soma das tensões principais ( $\theta$ ), aumentando com a tensão de confinamento e variando pouco com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ), sendo que as areias bem graduadas apresentam  $M_R$  menor que as uniformes. Assim, têm-se as expressões a seguir:

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (16)$$

$$M_R = k'_1 \cdot \theta^{k'_2} \quad (17)$$

Em caso de compressão triaxial:  $\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$

Balbo (2007) atenta ao fato de que há materiais, que mesmo tendo granulometria idêntica a materiais típicos granulares, possuem comportamento semelhante aos dos solos argilosos.

Os solos que compõem o modelo argiloso ou coesivo são os finos, em que mais de 50% é passante pela peneira número 200. Em geral, são solos de origem laterítica que formam os subleitos e reforços de subleito. O comportamento resiliente é determinado pela fração fina desse material, deste modo, quando a razão de silte é inferior a 50%, o solo possui módulo resiliente menor (MEDINA; MOTTA, 2005). O modelo argiloso é generalizado da seguinte forma:

$$M_r = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d), \text{ quando } k_1 > \sigma_d \quad (18)$$

$$M_r = k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1), \text{ quando } k_1 < \sigma_d \quad (19)$$

Sendo:

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (20)$$

Os autores também inferem que em escalas aritméticas, a função  $M_R = f(\sigma_d)$ , para solos finos é bilinear, variando fortemente o módulo de resiliência com a tensão desvio em valores baixos tensão desvio, observado a grandes profundidades e deformações pequenas. Por consequência, em baixa umidade de equilíbrio, o subleito pouco contribui na deformação total, e ainda, a baixos valores de tensão confinante, em comparação com as camadas de base e sub-base granulares, os solos argilosos lateríticos que compõem o subleito e as camadas inferiores possuem parcela menor na deflexão da estrutura do pavimento.

Medina e Motta (2005), ao mencionar a complexidade da delimitação do ponto de transição ( $k_1, k_2$ ), citam o modelo sugerido por Svenson em 1980, que está retratado no Quadro 3 como modelo generalizado areno-argiloso e também na equação a seguir, onde o  $k_2$  geralmente assume valores negativos.

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (21)$$

O modelo combinado, também denominado misto, emprega-se em solos finos que possuam certa quantidade de areia. Citado por Medina e Motta (2005), Aranovich (1985) sugeriu o cálculo do módulo de resiliência envolvendo cinco parâmetros  $k$ , conforme apresentado a seguir:

$$M_r = [k_1 + k_2(k_1 - \sigma_d)]\sigma_3^{k_5}, \text{ quando } \sigma_d < k_1 \quad (22)$$

$$M_r = [k_2 + k_4(\sigma_d - k_1)]\sigma_3^{k_5}, \text{ quando } \sigma_d > k_1 \quad (23)$$

O modelo de módulo de resiliência constante tem ocorrência em solos saprolíticos silto-arenosos, micáceos, de  $M_R$  baixos, assim como também em solos lateríticos cimentados de  $M_R$  altos. Em virtude de ser considerado genérico na perspectiva granulométrica dos solos, este modelo, que é apresentado a seguir, tornou-se o mais adotado ultimamente (MEDINA; MOTTA, 2005).

$$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (24)$$

Ainda, em conformidade com a obra de Medina e Motta (2005), é relevante enfatizar que não existem modelos específicos ao solo, logo, é possível estabelecer um vasto número de modelos, a partir de um conjunto de informações, que são apropriados para determinado tipo de material ou ensaio. Contudo, para que haja êxito na utilização dos modelos é necessário que os mesmos sejam associados a programas computacionais adequados.

### **3 MATERIAIS E MÉTODOS**

Neste capítulo, evidenciam-se os materiais, métodos e os recursos empregados no desenvolvimento deste estudo, cuja finalidade é analisar o comportamento das estruturas de pavimentos rodoviários flexíveis com diferentes solos compondo o subleito.

#### **3.1 Módulos de resiliência**

Realizaram-se buscas bibliográficas em diversas universidades brasileiras com o propósito de identificar estudos focados na área da pavimentação. Através das teses de doutorado, dissertações de mestrado e trabalhos de conclusão encontrados, foram selecionados os que possuem análises das características resilientes de materiais empregados na pavimentação.

Deste modo, foi possível obter valores e modelos dos módulos de resiliência de misturas asfálticas, de britas graduadas e dos solos que compõem as camadas dos pavimentos. Foi dada a preferência aos módulos de resiliência obtidos em análises laboratoriais, os quais serão utilizados no presente estudo.

##### **3.1.1 Misturas asfálticas**

Os módulos de resiliência selecionados preliminarmente foram os de misturas asfálticas, dosadas com tipos de ligantes variados e em seu teor ótimo de ligante, que conforme especificação do DNER-ME 043/95, o teor ótimo de ligante de uma mistura convencional é



aquele corresponde a um volume de vazios entre 3% e 5%.

Na Tabela 4 estão discriminados os módulos de resiliência, com o tipo e teor ótimo de ligante encontrados por cada autor.

Tabela 4 - Módulos de resiliência de misturas asfálticas

AUTOR	TIPO DE CAP	TEOR DE LIGANTE (%)	MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MPa)	Observação
Pinto (1991)	CAP 50/60	5,8	4.000	
	CAP 50/60	5,7	4.100	
	CAP 30/45	5,9	6.071	
	CAP 20/45	6,1	14.614	
	CAP 55	6,1	5.247	
	CAP 20	6,1	3.591	
Cardoso (2002)	CAP 20	5	3.330	
	CAP 20 + 3% SBS	5	3.414	
Bock (2012)	CAP 50/70	4,6	4.000	
	CAP 60/85-E	4,7	14.614	
	CAP 50/70	4,2	6.071	COM CAL DOLOMÍTICA
	CAP 60/85-E	4,5	3.591	
	CAP 50/70	4,2	4.100	COM CAL CALCÍTICA
	CAP 60/85-E	4,5	5.247	
Mattos (2014)	FLEXPAVE 60/85	4,7	3340	
Marques (2004)	CAP 20	4,7	4809	MISTURA 1
	CAP 40	4,7	7812	
	CAP 50/60	4,7	3902	
	CAP 20	4,7	7557	MISTURA 2
	CAP 40	4,7	10188	
	CAP 50/60	4,7	4252	
	CAP 20	4,7	7015	MISTURA 3
	CAP 40	4,7	9061	
	CAP 50/60	4,7	5088	
Freitas (2007)	CAP 30/45	5	9080	
	CAP 30/45 + 4% SASOBIT	5	7082	
Echeverria (2009)	CAP 50/70	4,87	7000	

Fonte: Da autora (2015).

Da Tabela 4 foram selecionadas as misturas asfálticas com CAP 50/70 ou CAP 50/60 (TABELA 5) na sua composição, por serem as mais utilizados na pavimentação, e a partir do

módulo de resiliência destas, obtido o valor médio.

Tabela 5 - Módulos de resiliência de misturas asfálticas compostas por CAP 50/60 e CAP 50/70

<b>AUTOR</b>	<b>TIPO DE CAP</b>	<b>TEOR DE LIGANTE (%)</b>	<b>MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MPa)</b>
Pinto (1991)	CAP 50/60	5,8	4.000
	CAP 50/60	5,7	4.100
Bock (2012)	CAP 50/70	4,6	4.000
	CAP 50/60	4,7	3902
	CAP 50/60	4,7	4252
	CAP 50/60	4,7	5088
Echeverria (2009)	CAP 50/70	4,87	7000
		<b>Média</b>	<b>4.620</b>

Fonte: Da autora (2016).

Para fins de dimensionamento, adotou-se por simplificação, o módulo de resiliência igual a 5.000 MPa para o revestimento de CBUQ, valor que está próximo do valor médio calculado na Tabela 5.

### 3.1.2 Britas

Os módulos de resiliência selecionados foram os de britas comumente utilizadas em camadas de base e sub-base na região sul do Brasil. Os valores foram tabelados de acordo com o autor, o tipo do material e o local onde é encontrada, conforme a Tabela 6 mostrada a seguir.

Tabela 6 - Módulos de resiliência de britas

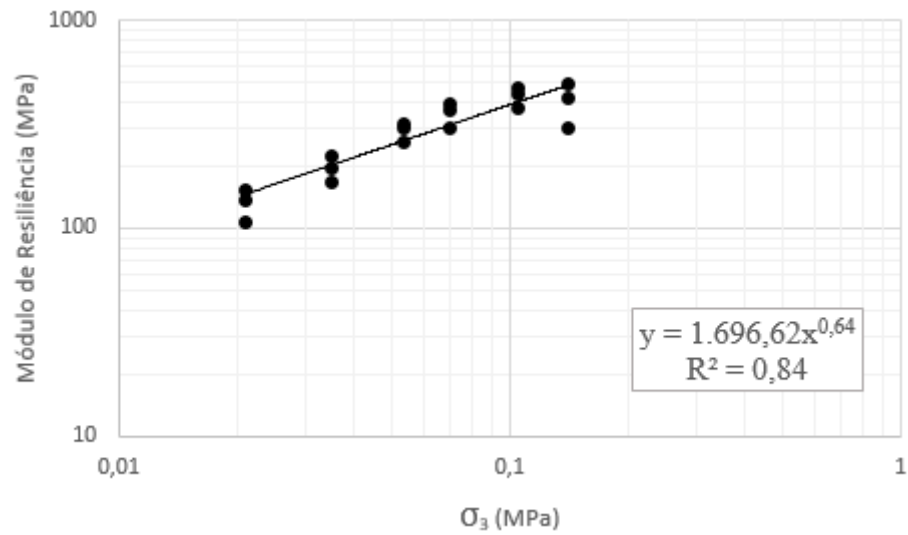
AUTOR	MATERIAL	LOCAL	MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MPa)
Echeverria (2009)	Brita Graduada Simples	BR-158/RS	90-270
	Brita Graduada Simples	BR-392RS	50-130
Guimarães (2009)	Brita Graduada Simples de basalto	Chapecó/SC	500
Malysz (2004)	Brita Graduada	BR-290/RS	150
	Brita Uniforme com maior tamanho máximo de agregado	BR-290/RS	173
	Brita Uniforme com menor tamanho máximo de agregado	BR-290/RS	71
Marmitt (2002)	Brita Graduada de granito	Biguaçu/SC	414
	Brita Graduada de basalto	Estância Velha/RS	290
	Brita Graduada de basalto	Frederico Westphalen/RS	296
Johnston (2001)	Brita Graduada Simples	RS	405
	Brita Graduada Simples	RS	294

Fonte: Da autora (2015).

Com base na literatura pesquisada, verificou-se que o autor que apresenta a maior gama de diferentes composições granulométricas para as britas graduadas é o Casagrande (2003), sendo que Malysz (2004) baseou seus estudos nos mesmos materiais que os dele. Dentre os materiais estudados por Casagrande (2003), avaliou-se a composição de brita graduada, por ele denominada GG1, que está dentro dos limites da faixa A do DNER - ES 303/97.

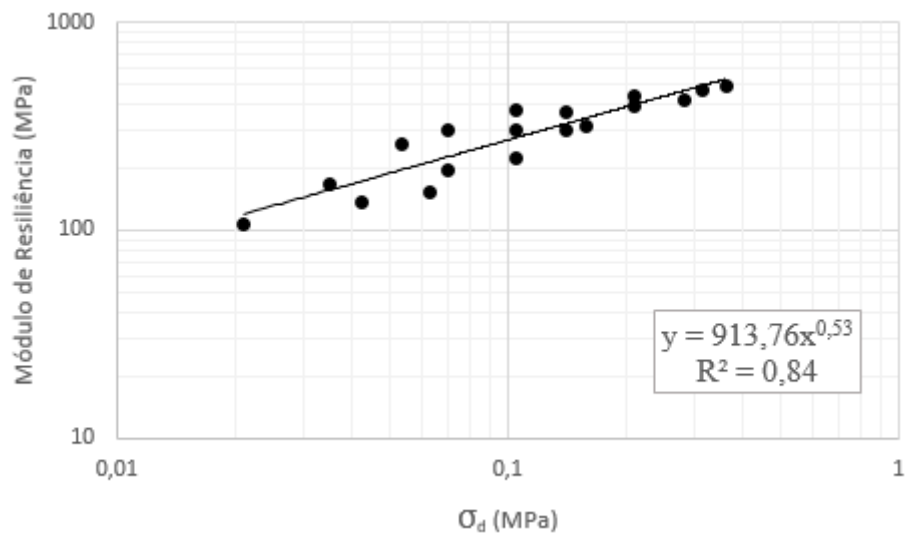
De acordo com Casagrande (2003), a composição GG1 possui muita importância pois foi utilizada como camada de base na BR-290/RS (Free-Way), no trecho compreendido entre Osório e Porto Alegre. A partir da tabulação dos dados experimentais obtidos pelo autor através de ensaios triaxiais de carga repedita, e com o auxílio de planilhas eletrônicas e do *software* Statística 13.0 *Trial*, pode-se obter os modelos de tensão confinante, tensão desvio, teta e composto do comportamento resiliente da composição GG1, que podem ser visualizados nos gráficos 1, 2 e 3.

Gráfico 1 – Modelo tensão confinante para a Brita GG1



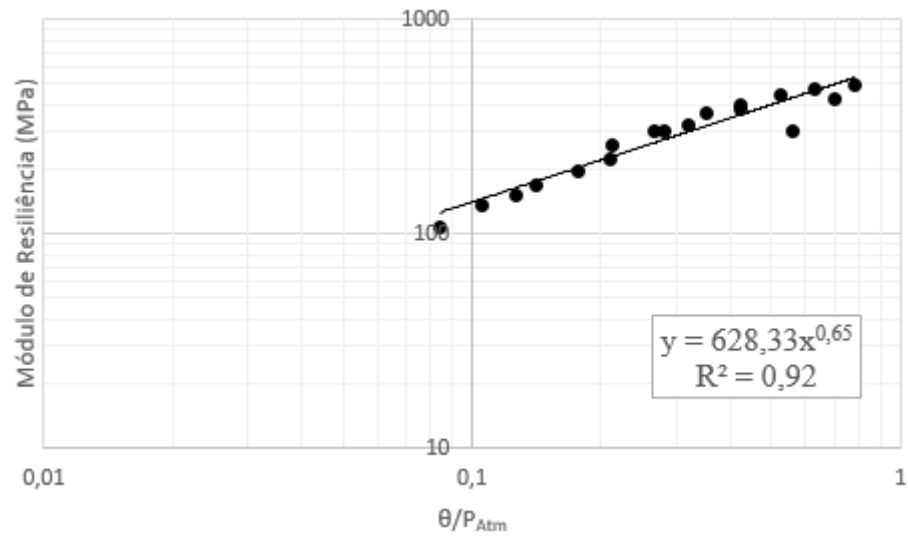
Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Casagrande (2003).

Gráfico 2 - Modelo tensão desvio para a Brita GG1



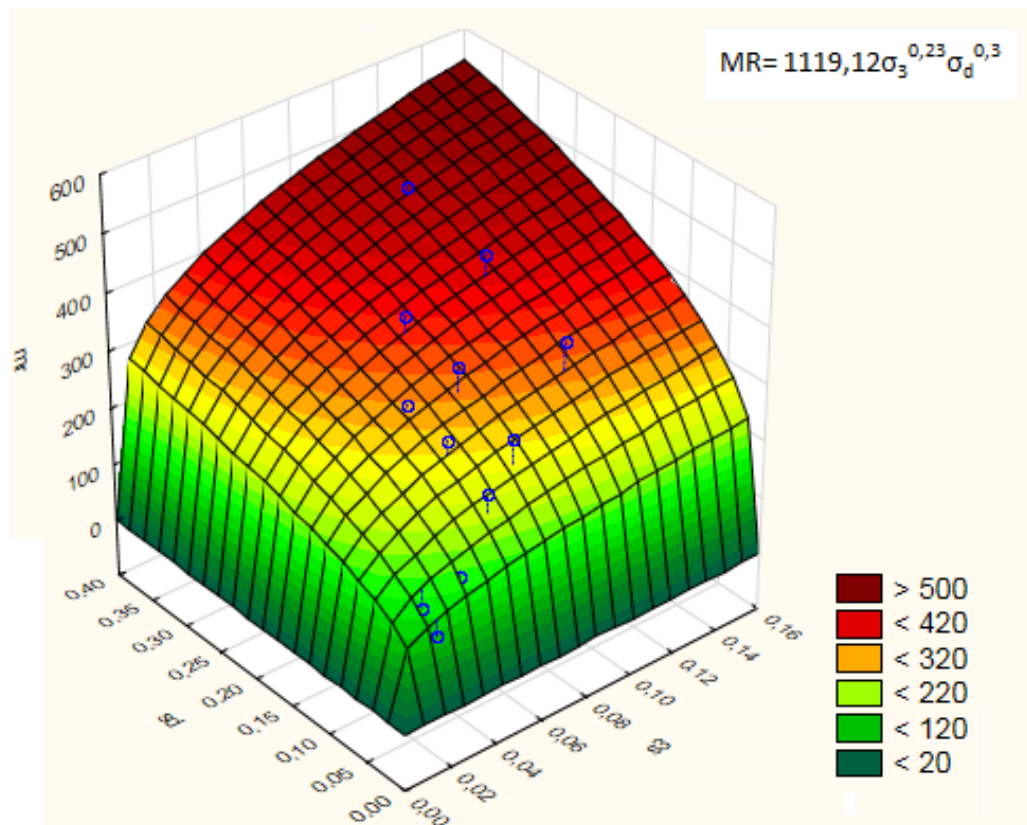
Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Casagrande (2003).

Gráfico 3 - Modelo teta para a Brita GG1



Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Casagrande (2003).

Gráfico 4 - Modelo composto para a Brita GG1



Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Casagrande (2003).

### 3.1.3 Solos

No que diz respeito aos módulos de resiliência dos solos, foram selecionados aqueles obtidos a partir de corpos de prova de diferentes solos, que foram compactados na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo.

Os valores obtidos de módulo de resiliência foram organizados na Tabela 7, relacionando-os com o tipo de material que compõe o solo, onde o solo é encontrado, sua classificação e o seu modelo matemático, conforme descrito por seu respectivo pesquisador.

Tabela 7 – Módulos de resiliência dos solos

AUTOR	SOLO	LOCAL	CLASSIFICAÇÃO			MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MPa)	MODELO
			MCT	SUCS	AASHTO		
Bonzanini (2011)	Areia	Osório/RS		SP	A-3 (0)	289	$MR=547,56\sigma_3^{0,232}$
	Solo arenoso fino laterítico	Santa Bárbara do Sul/RS	NA'/LA'	SC	A-2-4(0)	214	$MR=349,61\sigma_3^{0,184}$
	Solo argiloso	Cruz Alta/RS	LG'/NG'	CL	A-7-6 (13)	114	$MR=36,097\sigma_3^{-0,319}$
	Solo residual de granito	Mariana Pimentel/RS		SC	A-6 (2)	60	$MR=25,288\sigma_3^{-0,269}$
Guimarães (2009)	Solo laterítico pedregulhoso	Senador Guiomard/AC	LA'			585	$MR=188,9\sigma_3^{-0,4829}$
	Silte argiloso	Senador Guiomard/AC	NG'			100 - 200	$MR=7,6481\sigma_d^{-1,324}$
	Cascalho laterítico	BR-429/RO				300-1000	$MR=209,21\sigma_d^{-0,462}$
	Areia argilosa	BR-101/ES	LG'			176	$MR=70,72\sigma_3^{-0,4196}$
	Argila	Ribeirão Preto/SP	LG'			285	$MR=410,77\sigma_3^{0,1664}$
	Areia silto-argilosa	Papucaia/RJ	NS'			197	$MR=155,41\sigma_3^{-0,075}$
	Areia fina	Campo Azul/MG	NA'/LA'			278	$MR=840,71\sigma_3^{0,4038}$
	Cascalho laterítico	Porto Velho/RO	NA			419	$MR=757,94\sigma_3^{0,221}$
Medrado (2009)	Solo arenoso fino	Campo Azul/MG	NA			299	$MR=1005\sigma_3^{0,4375}$
Echeverria (2011)	Solo argiloso	Cruz Alta/RS		SC	A-4 (1)	200-220	$MR=624,37\sigma_3^{0,5786}$
	Solo argiloso	Guarani das Missões/RS		CH	A-7-5 (11)	34-51	$MR=98,361\sigma_3^{0,2404}$
Nervis (2010)	Solo sedimentar arenoso	Santana do Livramento/RS	LA'/LG'	SP	A-2-4	62,4	$MR=42,12\sigma_d^{-0,10}$
Werk (2000)	Solo argiloso	Gravatá-Viamão/RS	LG'	CL	A-7-6	115	$MR=305,42\sigma_d^{-0,057}$
	Solo residual de arenito	Sapiranga/RS	NA'	SC	A-2-4	326,6	$MR=91,597\sigma_d^{-0,195}$
Rodrigues (1997)	Solo argiloso	Gravatá-Viamão/RS	LG'	CL	A-7-6	113	$MR=3402,3\sigma_d^{-0,6303}$
Soliz (2007)	Solo arenoso	Não identificado	NA'		A-1-B	549	$MR=222,9\sigma_3^{-0,0522}$
	Solo argiloso	Rio de Janeiro/RJ	NG'		A-7-5	177	$MR=39\sigma_3^{-0,418}$
	Solo silteoso	Rio de Janeiro/RJ	NS'		A-2-4(0)	83	$MR=93,1\sigma_3^{0,0635}$
Weber (2013)	Solo silte-argiloso	Guaíba-Eldorado do Sul/RS		ML		50-225	$MR=113\sigma_d^{0,01}$
Guimarães e Dornellas (2010)	Laterita	BR-319 Beruri/AM (Jazida Arara)				690	$MR=366,59\sigma_d^{-0,271}$
	Laterita	BR-319 Beruri/AM (Jazida Anta)				420	$MR=383,74\sigma_d^{-0,038}$
Seixas (1997)	Solo argiloso fino	Rio Branco/AC		CH	A-7-5	420,44	$MR=4395,8\sigma_d^{-0,219}$
	Solo argiloso fino	Rio Branco/AC		CL	A-6/A-7-6	552,96	$MR=5824,8\sigma_d^{-0,212}$
	Solo laterítico	Rio Branco/AC		SC	A-2-6	475,47	$MR=11156,6\sigma_d^{-0,581}$

Fonte: Da autora (2015).

Dos solos relacionados na Tabela 7 e que são encontrados no Estado do Rio Grande do Sul, selecionou-se para os dimensionamentos um de cada grupo de classificação da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) (QUADRO 4). Salienta-se que apenas não foram encontrados solos do grupo A-1, e por esta razão, não fazem parte das análises do presente estudo.

Quadro 4 – Classificação dos solos utilizados

AUTOR	SOLO	LOCAL	CLASSIFICAÇÃO	
			SUCS	AASHTO
Nervis (2010)	Solo sedimentar arenoso	Santana do Livramento/RS	SP	A-2-4
Bonzanini (2011)	Areia	Osório/RS	SP	A-3 (0)
Echeverria (2011)	Solo argiloso	Cruz Alta/RS	SC	A-4 (1)
Jacques (2015)	Silte	Santa Cruz do Sul/RS	ML	A-5
Bonzanini (2011)	Solo residual de granito	Mariana Pimentel/RS	SC	A-6 (2)
Echeverria (2011)	Solo argiloso	Guarani das Missões/RS	CH	A-7-5 (11)

Fonte: Da autora (2016).

A seguir será apresentada uma breve descrição sobre cada um dos solos escolhidos para o estudo realizado, bem como os modelos desenvolvidos com base nas informações dos diversos autores já mencionados no Quadro 4.

### 3.1.3.1 Solo A-2-4

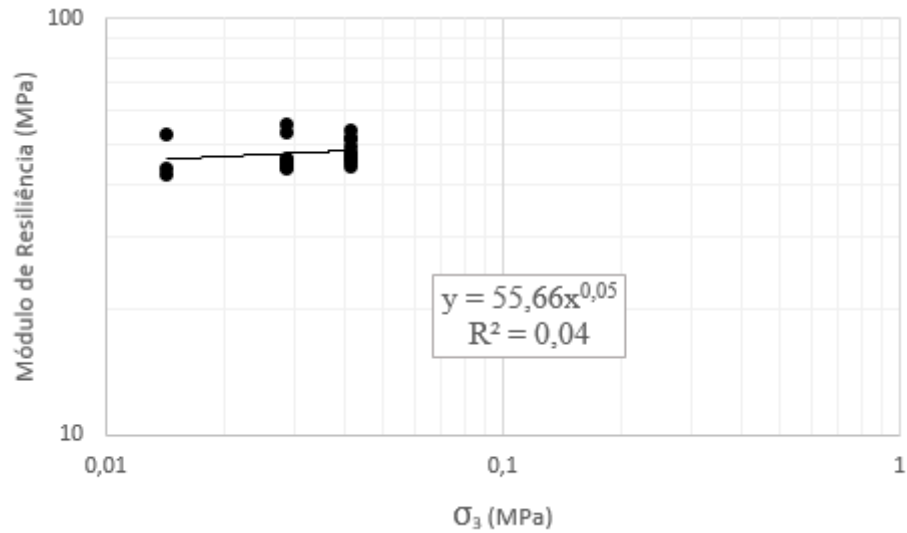
Encontrado na cidade de Santana do Livramento/RS, é o subleito da rodovia BR-158/RS. Conforme estudos de Nervis (2010), este solo possui granulometria uniforme, com predominância de areia fina e baixas porcentagens de silte e argila, umidade ótima ( $W_{ót}$ ) = 10,5% e peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{dmáx}$ ) = 19,12 kN/m<sup>3</sup>.

Com base nos dados dos ensaios triaxiais de carga repetida para o solo A-2-4 e com o



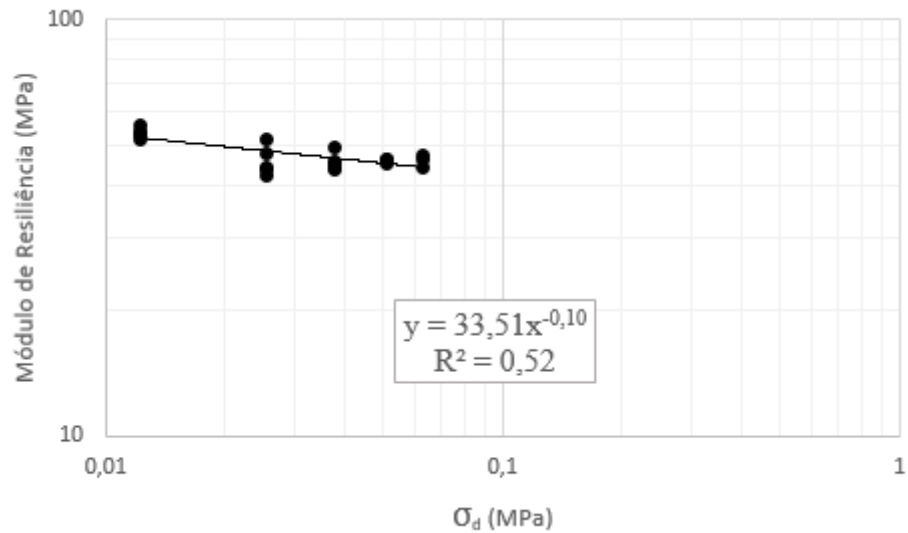
auxílio de planilhas eletrônicas e do *software* *Statística 13.0 trial*, obteve-se os modelos de tensão confinante, tensão desvio, teta e composto para o seu comportamento resiliente, apresentados nos gráficos 5, 6, 7 e 8.

Gráfico 5 - Modelo tensão confinante para solo A-2-4



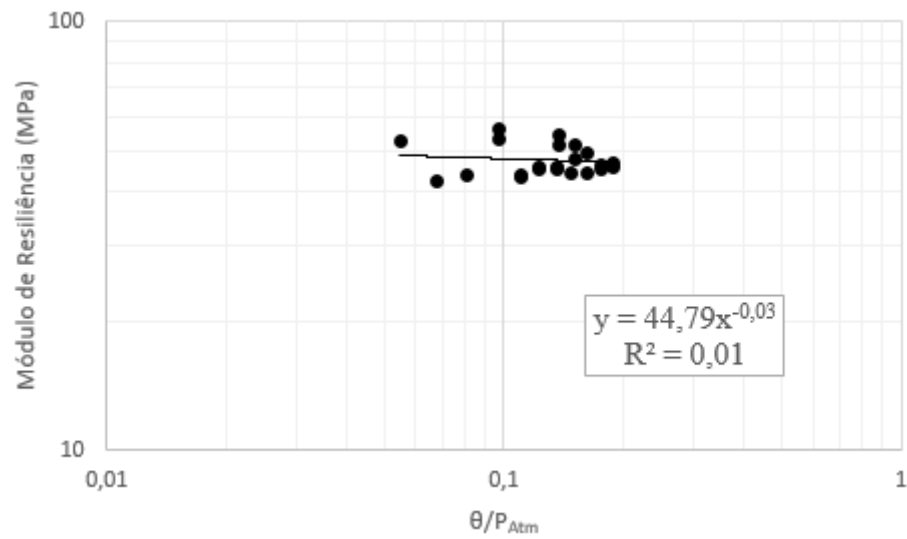
Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Nervis (2010).

Gráfico 6 - Modelo tensão desvio para solo A-2-4



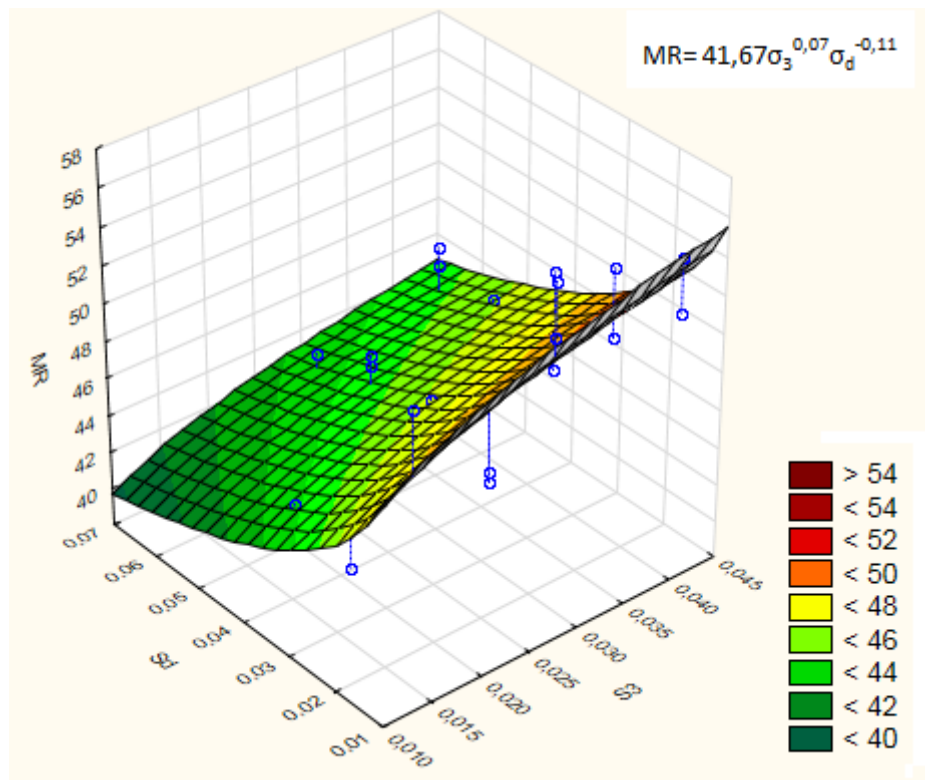
Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Nervis (2010).

Gráfico 7 - Modelo teta para solo A-2-4



Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Nervis (2010).

Gráfico 8 - Modelo composto para solo A-2-4



Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Nervis (2010).

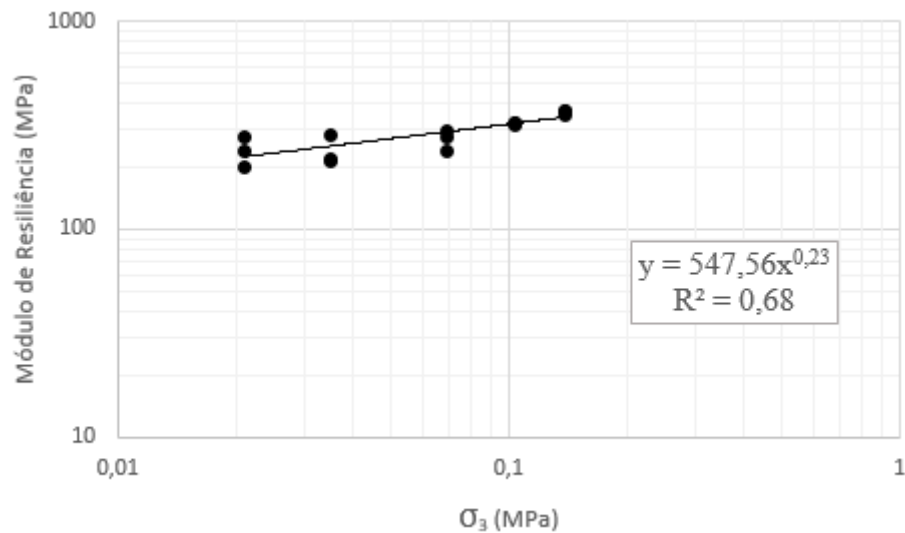
### 3.1.3.2 Solo A-3

Este solo trata-se de uma areia tipicamente utilizada na pavimentação, encontrada no

município de Osório/RS. Em seus estudos, Bonzanini (2011) evidencia que este material possui granulometria fina e uniforme, com seus grãos finos e aproximadamente de mesma dimensão, e matéria orgânica praticamente inexistente,  $W_{ot} = 13,5\%$  e  $\gamma_{dm\acute{a}x} = 16,40 \text{ kN/m}^3$ .

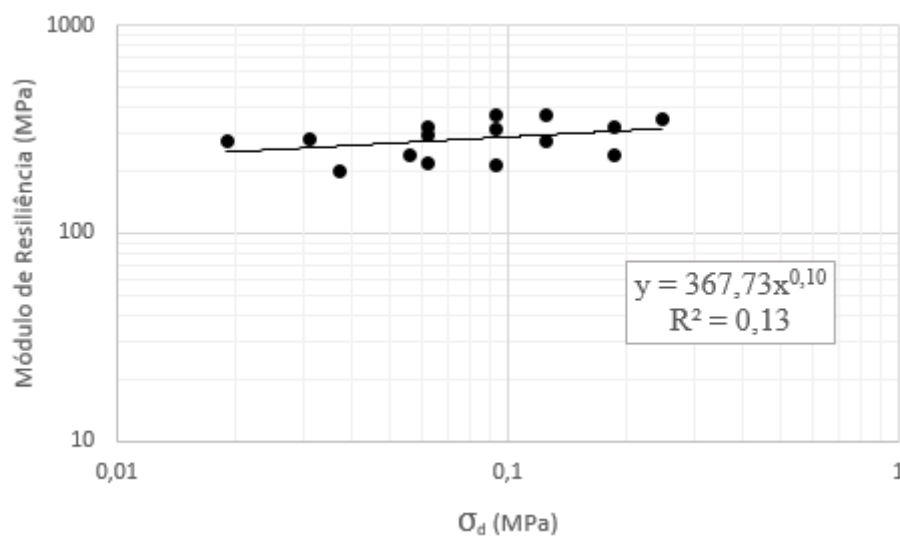
Os modelos de tensão confinante, tensão desvio, teta e composto obtidos para o comportamento resiliente do solo A-3, de acordo com os dados de ensaios triaxiais de carga repetida são apresentados nos gráficos.

Gráfico 9 - Modelo tensão confinante para solo A-3



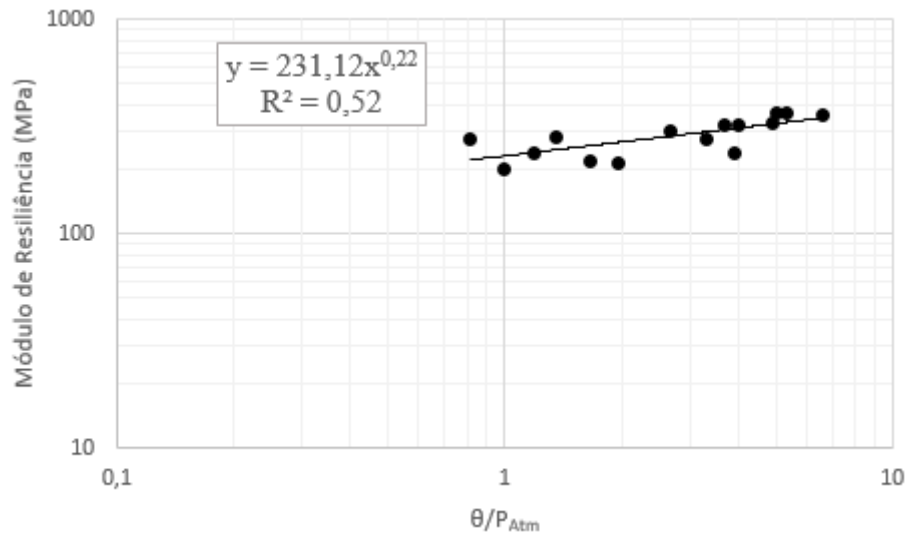
Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Bonzanini (2011).

Gráfico 10 - Modelo tensão desvio para solo A-3



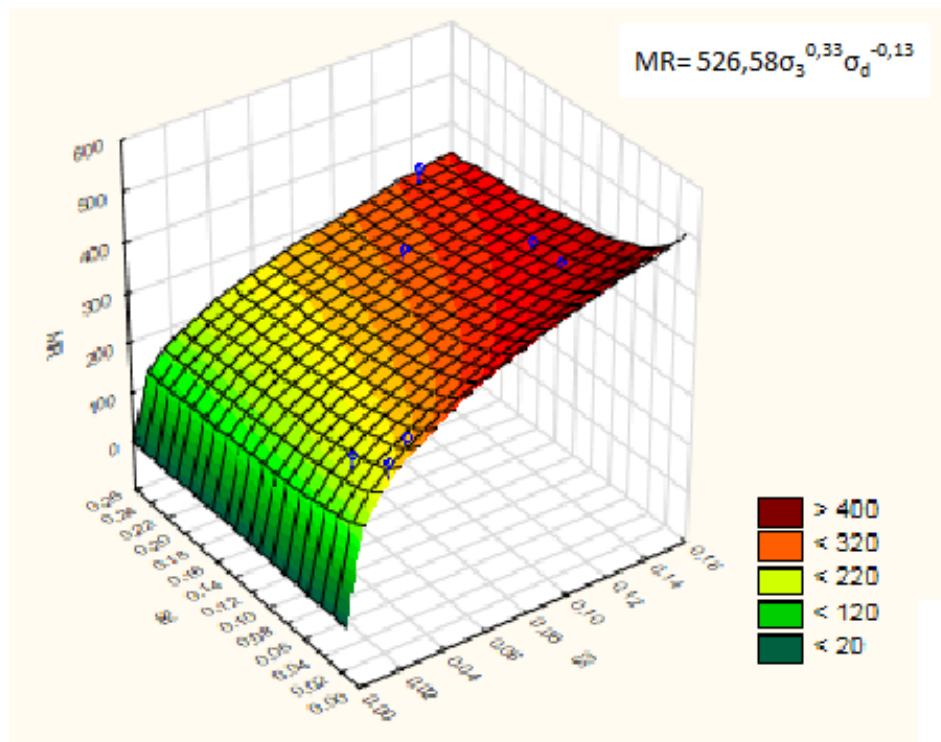
Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Bonzanini (2011).

Gráfico 11 - Modelo teta para solo A-3



Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Bonzanini (2011).

Gráfico 12 - Modelo composto para solo A-3



Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Bonzanini (2011).

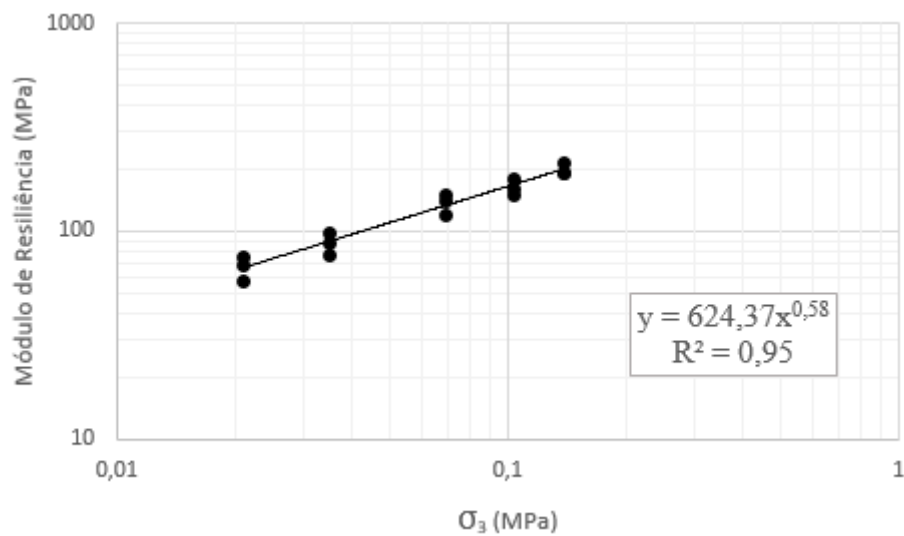
### 3.1.3.3 Solo A-4

Subleito da rodovia BR-158/RS, no município de Cruz Alta/RS, este solo foi estudado

por Echeverria (2011). Trata-se de um material com maior porcentagem de finos de característica siltosa ou argilosa, mas de granulometria não muito uniforme,  $W_{ot} = 16\%$  e  $\gamma_{dm\acute{a}x} = 17,80 \text{ kN/m}^3$ .

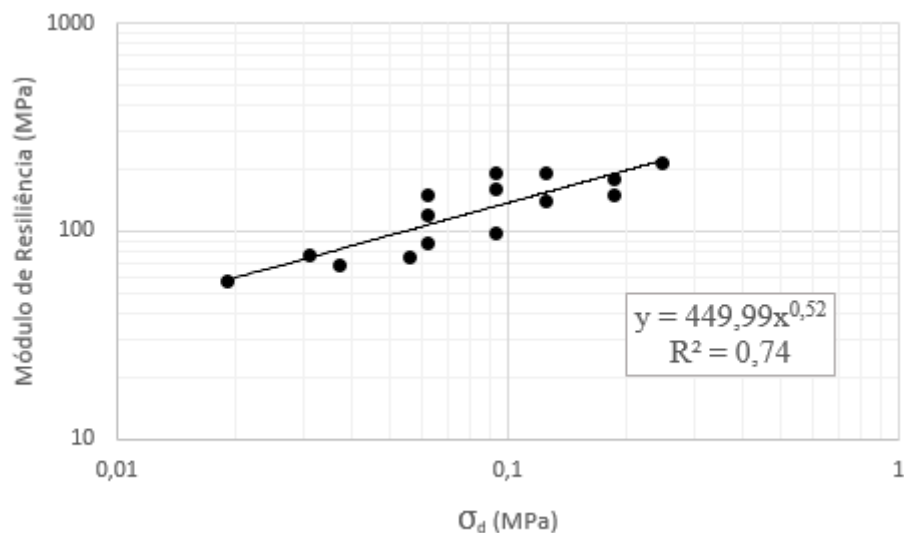
A partir dos dados dos ensaios triaxiais de carga repetida obtidos pelo autor, elaborou-se os modelos de tensão confinante, tensão desvio, teta e composto para o comportamento resiliente do solo A-4, conforme gráficos.

Gráfico 13 - Modelo tensão confinante para solo A-4



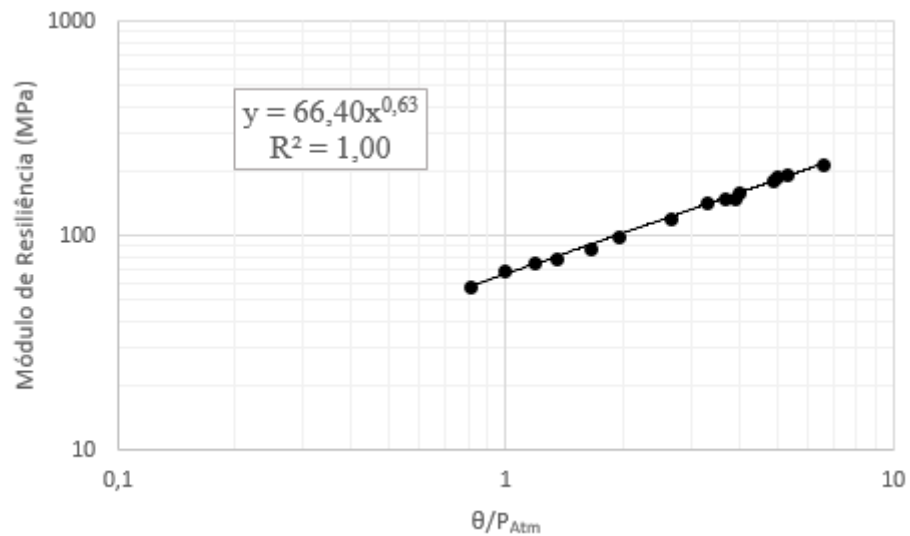
Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Echeverria (2011).

Gráfico 14 - Modelo tensão desvio para solo A-4



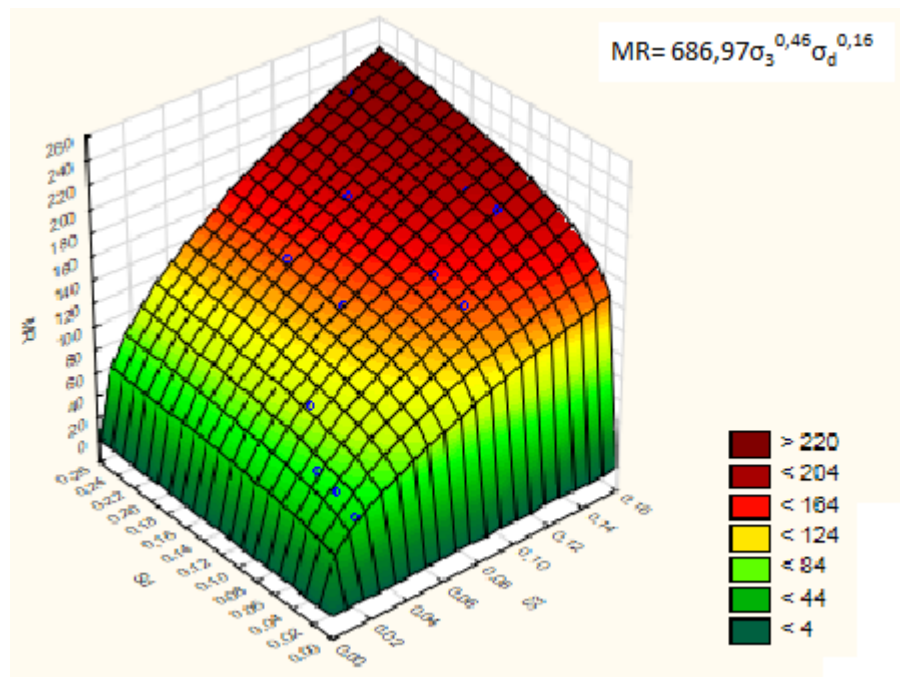
Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Echeverria (2011).

Gráfico 15 - Modelo teta para solo A-4



Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Echeverria (2011).

Gráfico 16 - Modelo composto para solo A-4



Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Echeverria (2011).

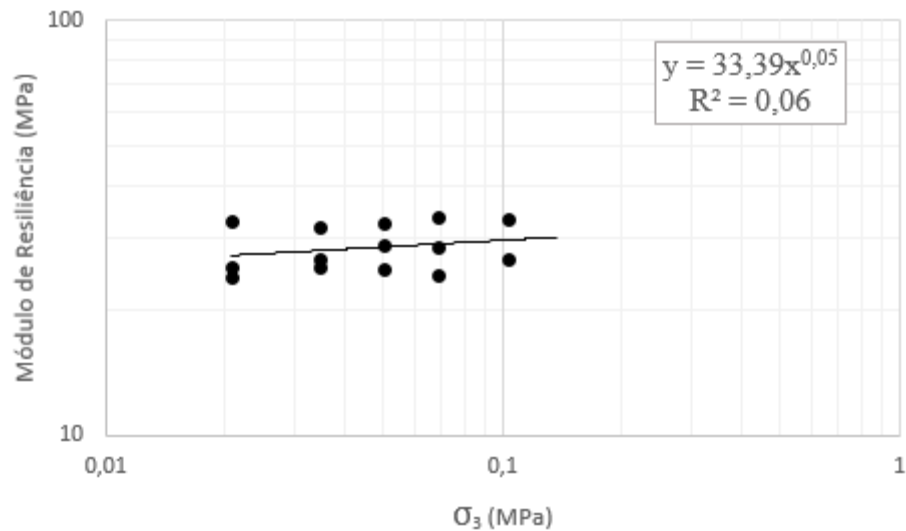
### 3.1.3.4 Solo A-5

Este solo, proveniente da cidade de Santa Cruz do Sul/RS, é subleito da duplicação da RSC-287. De acordo com Jacques (2015), este solo é granulometricamente bem graduado, de

aparência granular e coloração pálida, com  $W_{ót} = 36\%$  e  $\gamma_{dmáx} = 12,87 \text{ kN/m}^3$ .

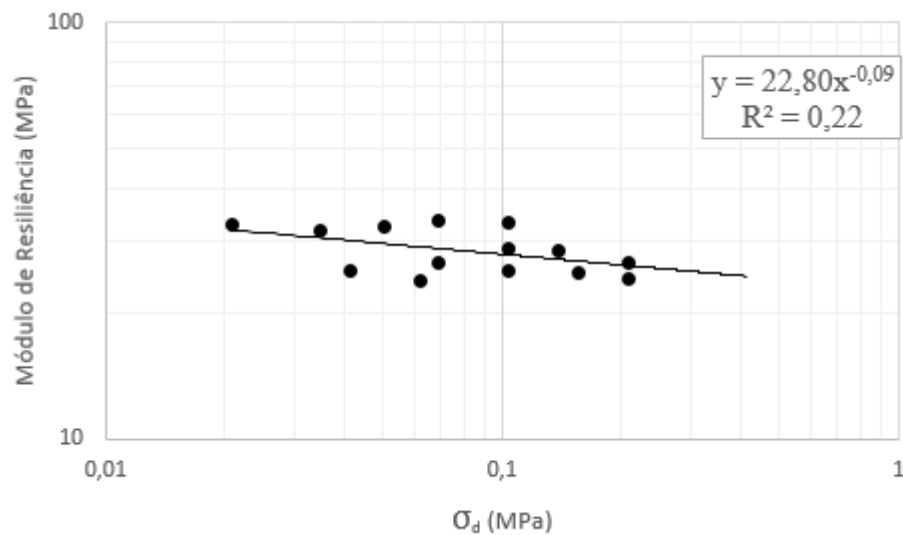
Os modelos do comportamento resiliente deste material foram concebidos a partir dos dados de ensaios triaxiais de carga repetida. Nos gráficos a seguir são apresentados o modelo de tensão confinante, tensão desvio, teta e composto para do solo A-5.

Gráfico 17 - Modelo tensão confinante para solo A-5



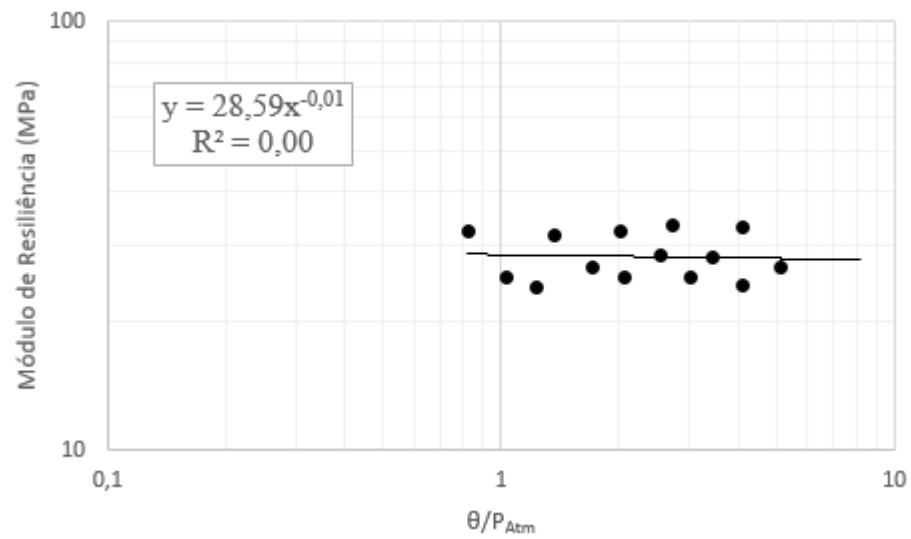
Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Jacques (2015).

Gráfico 18 - Modelo tensão desvio para solo A-5



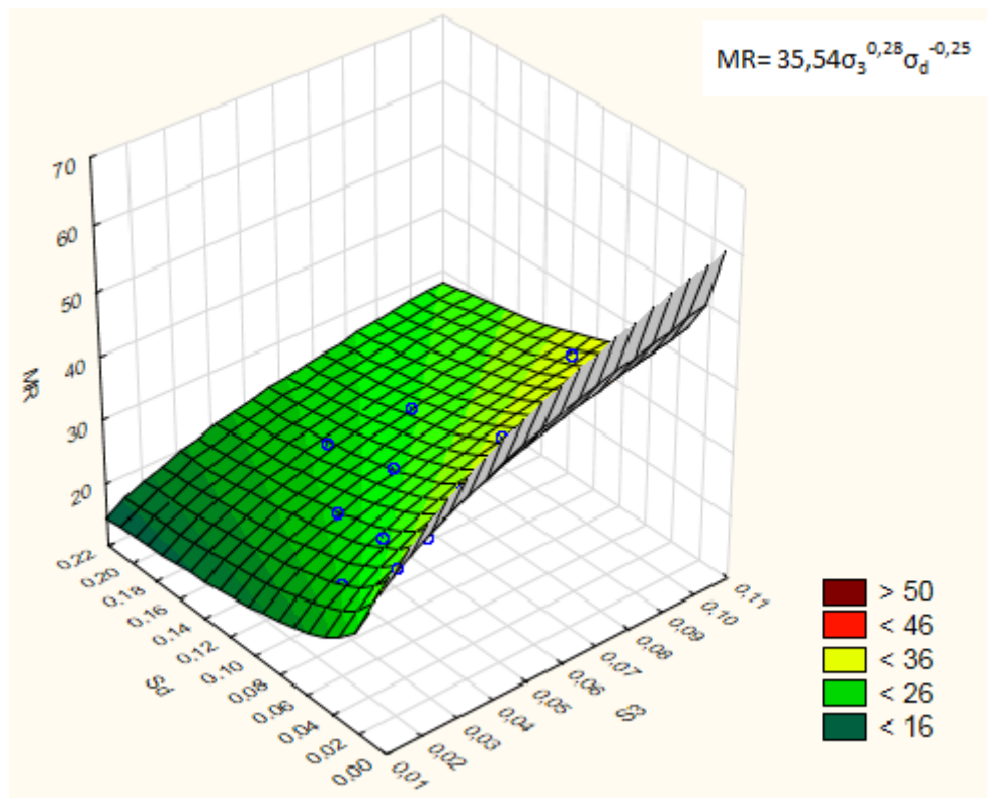
Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Jacques (2015).

Gráfico 19 - Modelo teta para solo A-5



Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Jacques (2015).

Gráfico 20 - Modelo composto para solo A-5



Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Jacques (2015).

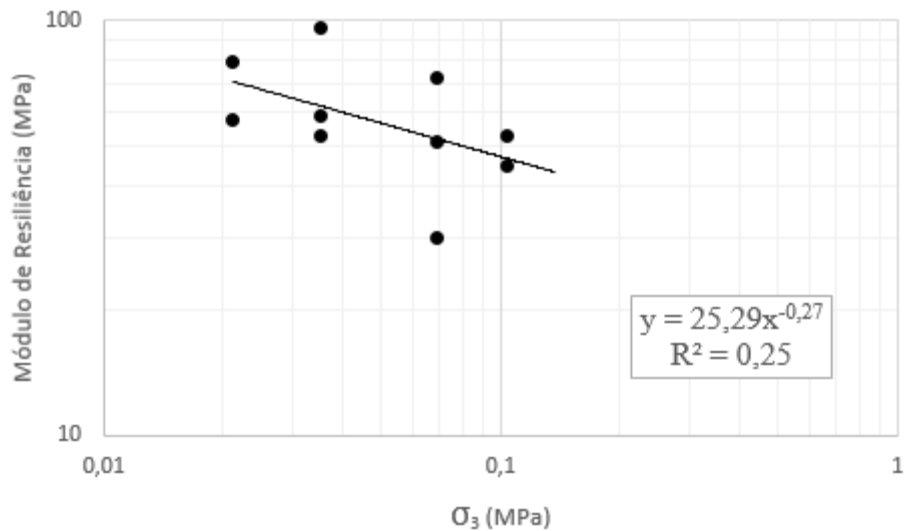
### 3.1.3.5 Solo A-6

Trata-se de um solo residual de granito, estudado por Bonzanini (2011) e encontrado no



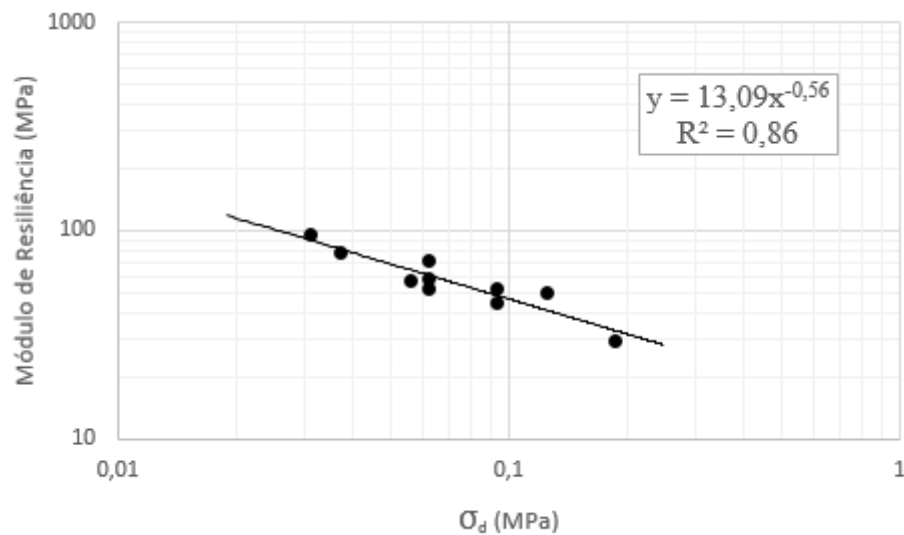
município de Mariana Pimentel/RS, sendo utilizado na estrutura da RS-711, no acesso principal desta mesma cidade. Denominado saibro pelo autor, este solo é granulometricamente bem graduado e possui  $W_{ot}=16,8\%$  e  $\gamma_{dm\acute{a}x}=16,9 \text{ kN/m}^3$ . Os modelos matemáticos para o comportamento resiliente desse solo são apresentados nos gráficos 21, 22, 23 e 24.

Gráfico 21 - Modelo tensão confinante para solo A-6



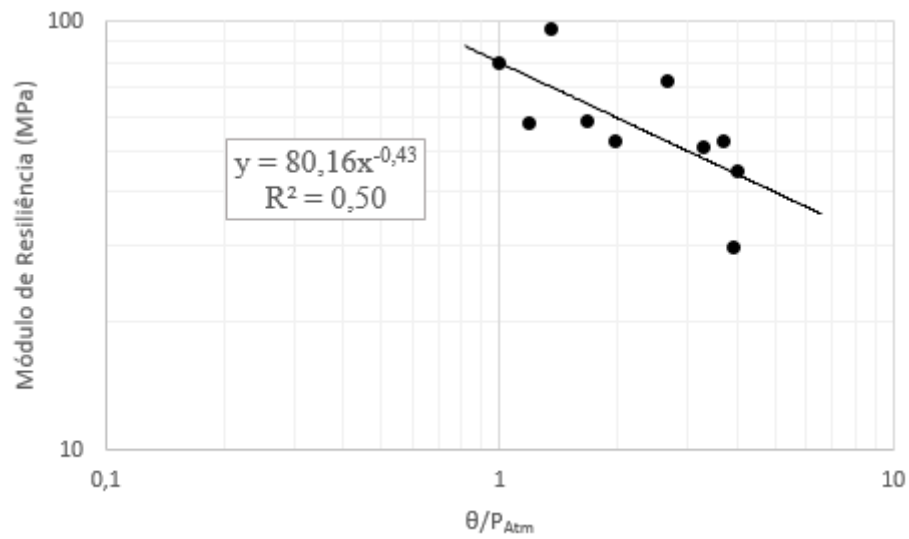
Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Bonzanini (2011).

Gráfico 22 - Modelo tensão desvio para solo A-6



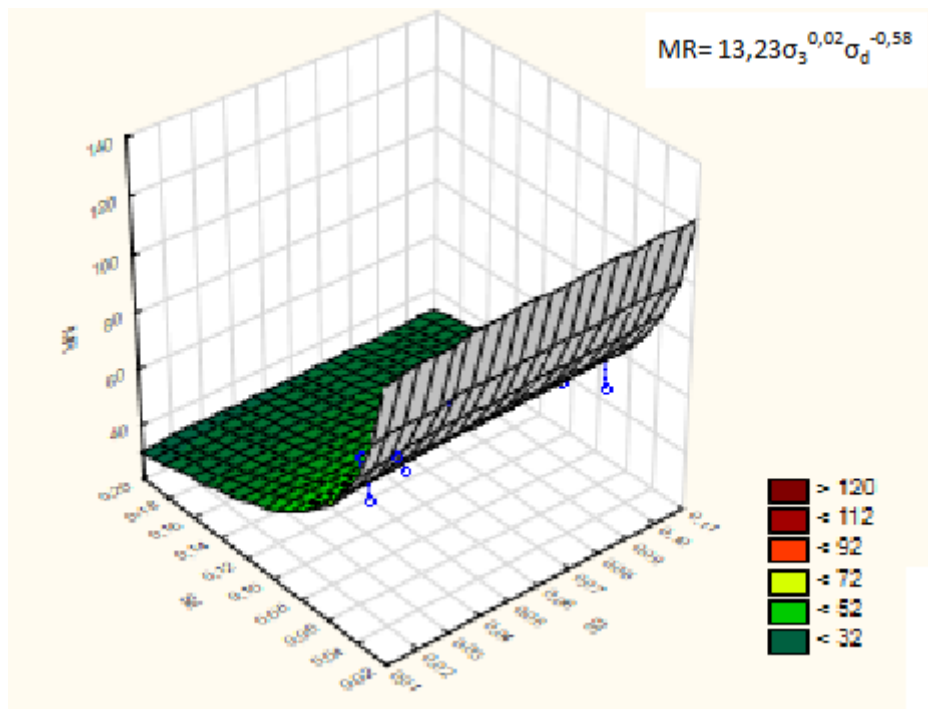
Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Bonzanini (2011).

Gráfico 23 - Modelo teta para solo A-6



Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Bonzanini (2011).

Gráfico 24 - Modelo composto para solo A-6



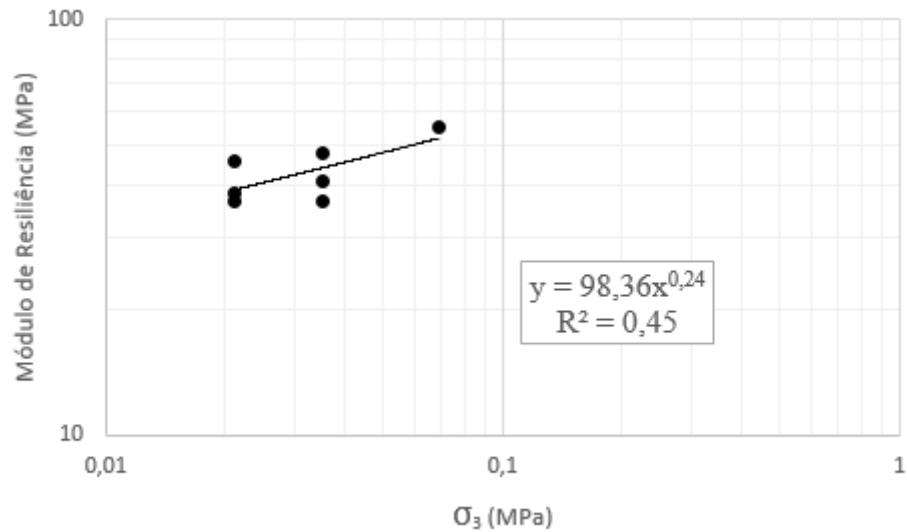
Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Bonzanini (2011).

### 3.1.3.6 Solo A-7-5

Encontrado no município de Guarani das Missões/RS, este solo é subleito da BR-392 naquele trecho. Echeverria (2011) caracterizou este solo como argiloso com maior parte dos grãos finos, sendo a  $W_{ot}=37\%$  e a  $\gamma_{dm\acute{a}x}=13,70 \text{ kN/m}^3$ . Os modelos matemáticos do

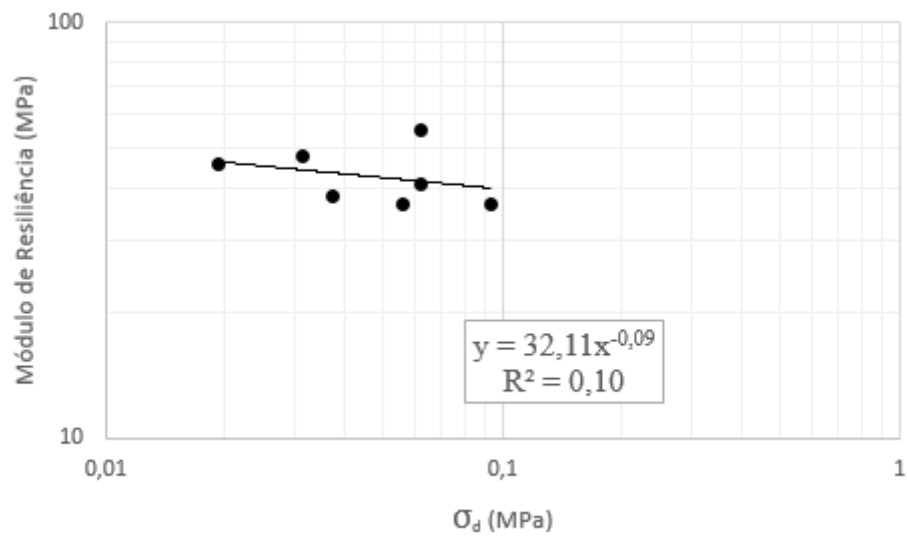
comportamento resiliente deste solo são apresentados nos gráficos 25, 26, 27 e 28.

Gráfico 25 - Modelo tensão confinante para solo A-7-5



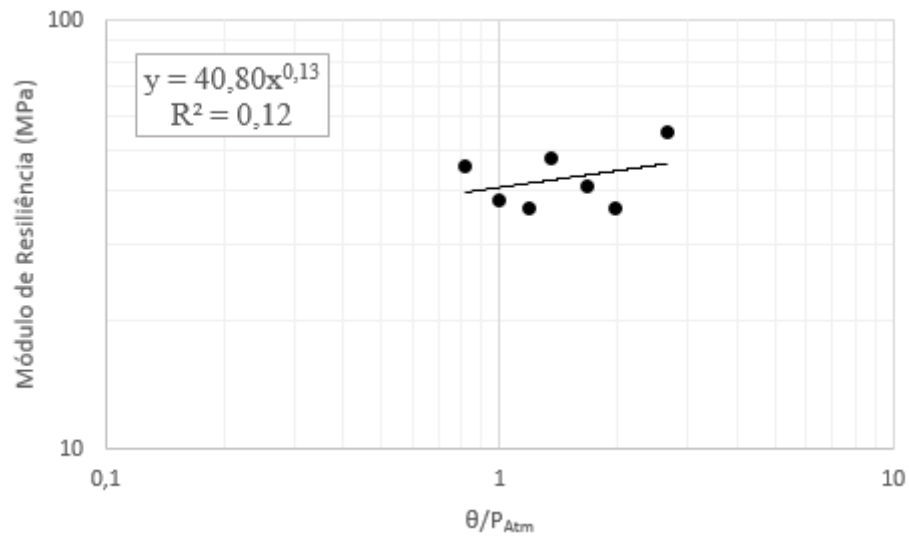
Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Echeverria (2011).

Gráfico 26 - Modelo tensão desvio para solo A-7-5



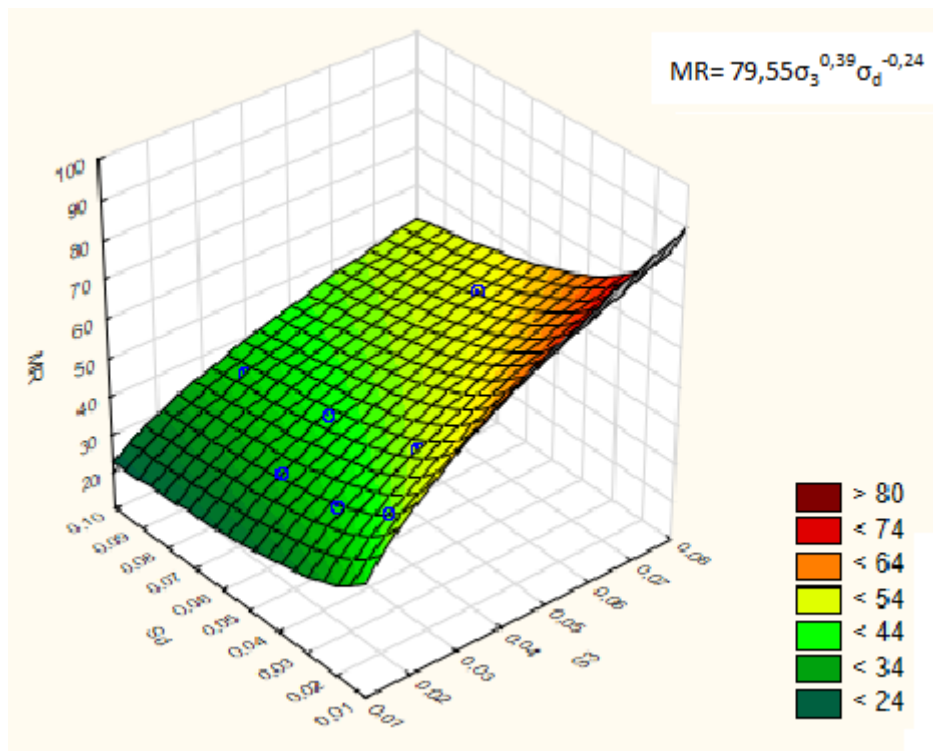
Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Echeverria (2011).

Gráfico 27 - Modelo teta para solo A-7-5



Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Echeverria (2011).

Gráfico 28 - Modelo composto para solo A-7-5



Fonte: Da autora (2016), com base nos dados de Echeverria (2011).

Ainda, na Tabela 8, apresenta-se de forma resumida os modelos obtidos para o comportamento resiliente dos solos.

Tabela 8 – Tabela resumo dos módulos de resiliência dos solos

CLASSIFICAÇÃO		MODELOS			
SUCS	AASHTO	Tensão desvio ( $\sigma_d$ )	Tensão confinante ( $\sigma_3$ )	$\theta$	Composto
SP	A-2-4	$MR = 33,51\sigma_d^{-0,10}$	$MR = 55,66\sigma_3^{0,05}$	$MR = 44,79(\theta/P_{atm})^{-0,03}$	$MR = 41,67\sigma_3^{0,07}\sigma_d^{-0,11}$
SP	A-3 (0)	$MR = 367,73\sigma_d^{0,10}$	$MR = 547,56\sigma_3^{0,23}$	$MR = 231,12(\theta/P_{atm})^{0,22}$	$MR = 526,58\sigma_3^{0,33}\sigma_d^{-0,13}$
SC	A-4 (1)	$MR = 449,99\sigma_d^{0,52}$	$MR = 624,37\sigma_3^{0,58}$	$MR = 66,40(\theta/P_{atm})^{0,63}$	$MR = 686,97\sigma_3^{0,46}\sigma_d^{0,16}$
ML	A-5	$MR = 22,80\sigma_d^{-0,09}$	$MR = 33,39\sigma_3^{0,05}$	$MR = 28,59(\theta/P_{atm})^{-0,01}$	$MR = 35,54\sigma_3^{0,28}\sigma_d^{-0,25}$
SC	A-6 (2)	$MR = 13,09\sigma_d^{-0,56}$	$MR = 25,29\sigma_3^{-0,27}$	$MR = 80,16(\theta/P_{atm})^{-0,43}$	$MR = 13,23\sigma_3^{0,02}\sigma_d^{-0,58}$
CH	A-7-5 (11)	$MR = 32,11\sigma_d^{-0,09}$	$MR = 98,36\sigma_3^{0,24}$	$MR = 40,80(\theta/P_{atm})^{0,13}$	$MR = 79,55\sigma_3^{0,39}\sigma_d^{-0,24}$

Fonte: Da autora (2016)

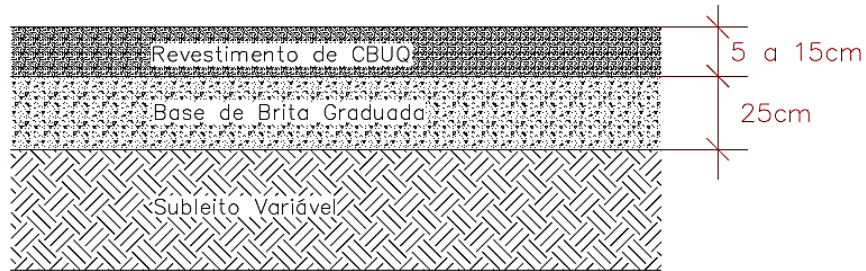
Por ser mais completo e considerar a influência da tensão confinante e da tensão desvio simultaneamente, optou-se por utilizar nos dimensionamentos o modelo composto para o comportamento resiliente dos solos e da brita graduada. Assim, as equações dos modelos compostos foram condicionantes para as estimativas realizadas pelo *software* SisPav.

## 3.2 Análise mecânica de pavimentos

### 3.2.1 Estruturas analisadas

Três diferentes estruturas de pavimentos rodoviários foram consideradas neste estudo. A Estrutura 1, com configuração apresentada na Figura 11, é utilizada para vias que recebem tráfego leve de veículos. É mais simples, possuindo apenas as camadas de revestimento, base e subleito, por se considerar que não é tão solicitada pelo tráfego. A título de curiosidade, analisaram-se as estruturas variando a espessura do revestimento asfáltico, pois é nesta camada que ocorrem as principais patologias nos pavimentos rodoviários flexíveis, que são resultantes, em muitos casos, pelo efeito da fadiga do material asfáltico.

Figura 11 – Estrutura 1 (tráfego leve)



Fonte: Da autora (2016).

A Estrutura 2 (FIGURA 12) possui capacidade de suporte maior que a primeira, visto que possui uma camada a mais, a de macadame seco. Deste modo, é capaz de resistir ao tráfego médio a pesado de veículos.

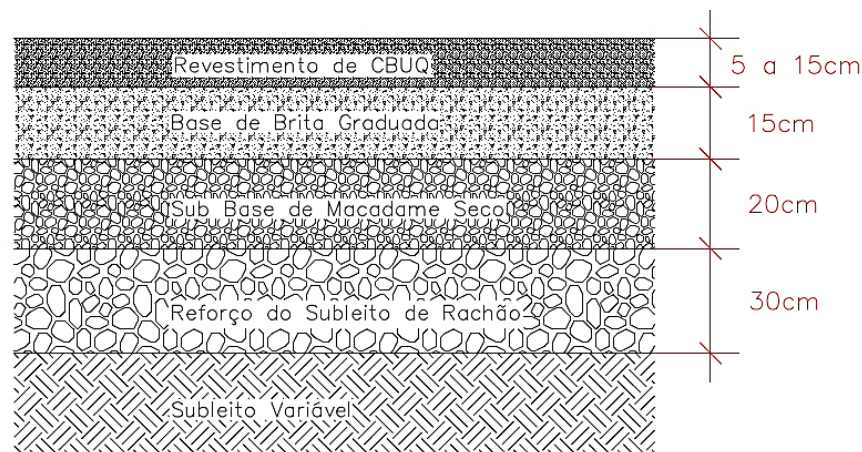
Figura 12 - Estrutura 2 (tráfego médio a pesado)



Fonte: Da autora (2016).

Para o tráfego muito pesado de veículos, adotou-se a Estrutura 3. Composta por cinco camadas, é a mais robusta dentre as três estruturas, apresentando a composição mostrada na Figura 13.

Figura 13 – Estrutura 3 (tráfego muito pesado)



Fonte: Da autora (2016).

Ao revestimento das estruturas dos pavimentos rodoviários atribuiu-se espessuras de 5cm, 8cm, 10cm, 13cm e 15cm, que nas camadas inferiores permaneceram constantes. Os subleitos também variaram, sendo que cada estrutura foi analisada com todos os seis solos (A-2-4, A-3, A-4, A-5, A-6 e A-7-5) como subleito, totalizando 90 composições diferentes. A Tabela 9 apresenta um resumo do comportamento resiliente adotado para os materiais.

Tabela 9 - Tabela resumo do comportamento resiliente adotado para os materiais

	<b>Espessura (cm)</b>	<b>Coef. Poisson</b>	<b>Módulo de Resiliência (MPa)</b>
Revestimento	5 a 15	0,3	5000
Base	15 ou 25	0,35	$MR = 1119,12\sigma_3^{0,23}\sigma_d^{0,30}$
Sub Base	20	0,35	300
Reforço do Subleito	30	0,35	350
Subleito	-	0,4	Variável

Fonte: Da autora (2016).

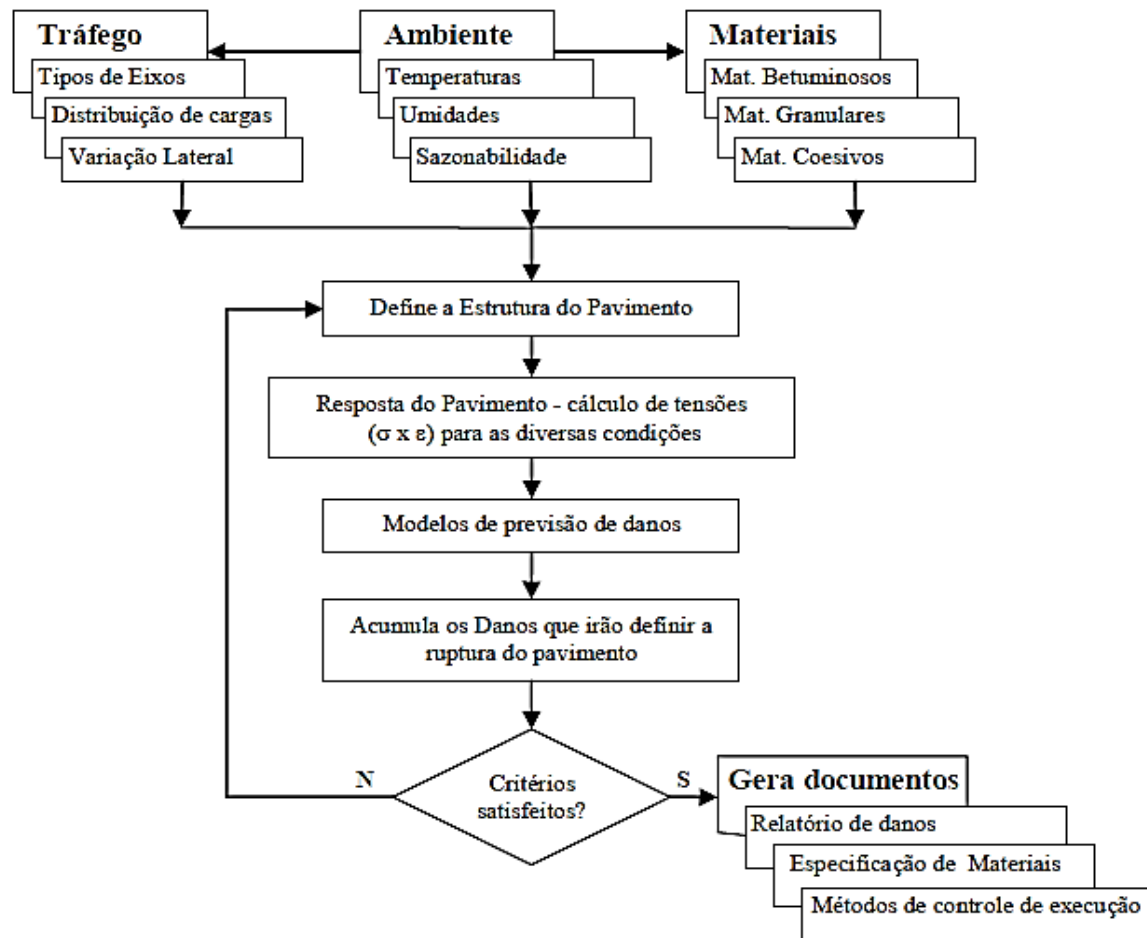
Essas informações foram utilizadas como dados de entrada para os dimensionamentos no *software* SisPav, que será apresentado a seguir.

### 3.2.2 O programa SisPav

Neste estudo, como facilitador da análise dos dados e elementos que influenciam no comportamento da estrutura do pavimento, foi utilizado o *software* SisPav (Sistema para Análise e Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Flexíveis).

Desenvolvido por Franco (2007), o SisPav foi elaborado visando a realização da análise e dimensionamento de estruturas de pavimentos. Fundamenta-se no fluxograma apresentado na Figura 14, onde são avaliadas as influências do tráfego, do ambiente e dos materiais que compõem a estrutura.

Figura 14 - Fluxograma do método integrado de análise e dimensionamento de pavimentos asfálticos



Fonte: Franco (2007, p. 22).

Conforme Franco (2007), através da análise dos dados de entrada e do uso de algoritmos, o SisPav dimensiona a estrutura do pavimento de forma que este atenda aos requisitos de projeto. O *software* também é capaz de determinar a vida de projeto que a estrutura é capaz de resistir por meio da verificação das informações previamente definidas pelo projetista.

Ainda, de acordo com Franco (2007), o programa realiza a verificação dos danos que se acumulam por fadiga no revestimento asfáltico ou nas camadas cimentadas nas duas opções de análise acima citadas, e também avalia os afundamentos de trilha de roda e os danos relativos à deflexão máxima na superfície do pavimento e à tensão limite no topo do subleito, se assim o projetista optar.

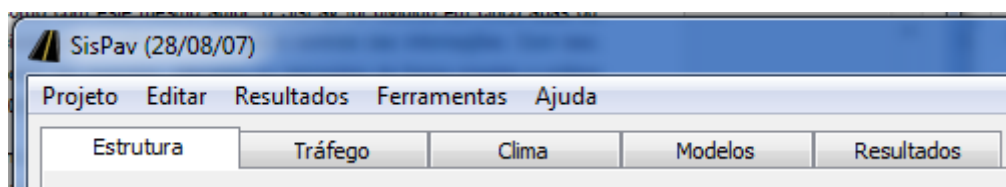
O SisPav é segmentado em cinco janelas principais onde, a partir delas, é possível informar, remover ou alterar os dados com simplicidade e facilidade. O programa permite



também transportar os dados nele contidos para planilhas eletrônicas externas através dos comandos cortar e colar.

A Figura 15 apresenta os pormenores que o *software* disponibiliza no Menu principal. Por meio das opções *Projeto*; *Editar*; *Resultados*; *Ferramentas*; e *Ajuda*, é possível realizar a manipulação de arquivos e dados, o dimensionamento da estrutura, determinar a vida de projeto e também acessar o programa de Elementos Finitos (EFin3D) e o programa de análise elástica de múltiplas camadas (AEMC) (FRANCO, 2007).

Figura 15- Menu principal do programa SisPav



Fonte: SisPav, adaptada pela autora (2015).

### 3.2.2.1 Ferramenta de Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC)

No desenvolvimento deste estudo, utilizou-se a ferramenta AEMC, que pode ser acessada a partir do menu principal do programa SisPav. Na tela *Estrutura* (FIGURA 16) da página inicial desta ferramenta, é possível determinar as propriedades (dimensões, módulo de resiliência, coeficiente de Poisson e fatores “k”). O programa admite informar no mínimo três e no máximo oito camadas, com suas espessuras limitadas entre 20 cm e 60 cm, excetuando as espessuras do revestimento e do subleito, onde a dimensão do primeiro deve assumir um valor entre 5 cm e 30 cm e a do segundo assumir valor nulo. Franco (2007) sugere revisar manualmente a estrutura com alterações nas propriedades dos materiais e acréscimo ou exclusão de camadas caso, ao longo do dimensionamento, se obtenha os limites inferior ou superior da espessura.

Figura 16 - Aba *Estrutura*

Projeto Editar Ajuda

Estrutura Carregamento Resultados

Seção do Pavimento:

Camada	Espessura (m)	Coef Poisson	Modelo	k1 / Mr (MPa)	k2	k3	k4	k5	Aderência
1	0.0500	0.3000	3	5000.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.1500	0.3500	7	1119.1200	0.2300	0.3000	0.0000	0.0000	0.0000
3	0.2000	0.3500	3	300.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.3000	0.3500	3	350.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	0.0000	0.4000	7	41.6700	0.0700	-0.1100	-0.1100	-0.1100	-0.1100
6									
7									
8									

Subleito representado com espessura = 0.00m

Fonte: SisPav, adaptada pela autora (2016).

Para que o programa opere corretamente há algumas propriedades fundamentais e outras opcionais, sendo que os campos relativos aos parâmetros essenciais são preenchidos automaticamente com valores sugeridos pelo sistema que considera os materiais das camadas elásticos lineares ou não lineares (FRANCO, 2007).

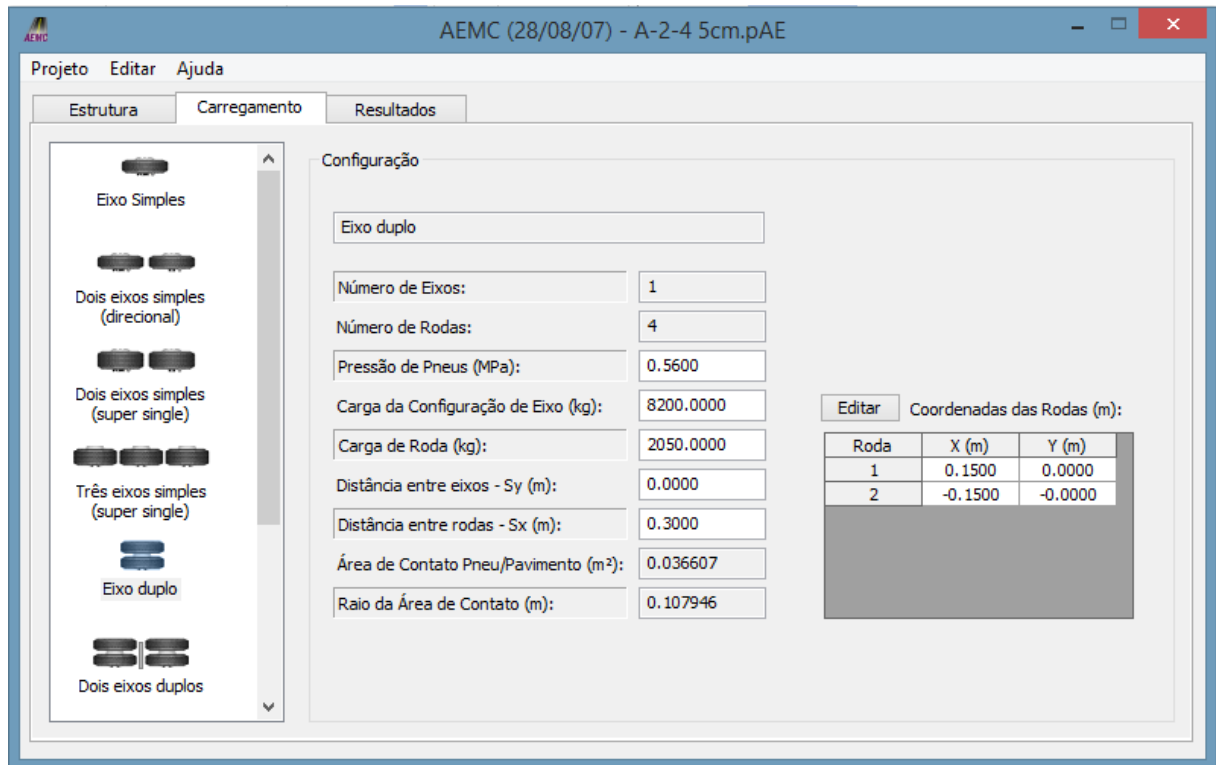
Para as simulações realizadas, assumiu-se o coeficiente de Poisson igual a 0,3 para o revestimento, 0,35 para as camadas granulares e 0,4 para o subleito e no que se refere às informações do comportamento resiliente dos materiais utilizados, o programa nos permite optar por qualquer um dos modelos da Figura 17. Assim, utilizou-se para a camada de brita graduada e para o subleito os modelos compostos que foram gerados durante o desenvolvimento do estudo, se enquadrando na classe 7. Para os demais materiais (CBUQ, macadame seco e rachão) adotou-se módulo de resiliência constante, se enquadrando na classe 3.

Figura 17 - Modelos constitutivos do comportamento resiliente de materiais de pavimentação observados no Brasil

Classe	Material	Modelo
0	Asfáltico	$M_r = f(t^o C)$
1	Granular	$M_r = K_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$
2	Argiloso	$M_r = \begin{cases} k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d), & \forall k_1 > \sigma_d \\ k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1), & \forall k_1 \leq \sigma_d \end{cases}$
3	Misturas asfálticas, solo cimentado de módulo elevado ou solo siltoso de módulo baixo	$M_r = \text{constante}$
4	Solos arenosos com bastante argila e solos lateríticos finos	$M_r = \begin{cases} [k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d)] \cdot \sigma_3^{k_2}, & \forall k_1 > \sigma_d \\ [k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1)] \cdot \sigma_3^{k_2}, & \forall k_1 \leq \sigma_d \end{cases}$
5	Granular (dependente da soma das tensões principais)	$M_r = K_1 \cdot \theta^{k_2}$
6	Argiloso (dependente da tensão desvio)	$M_r = K_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$
7	Todos os solos e britas em geral	$M_r = K_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$

Fonte: Franco (2007, p. 33).

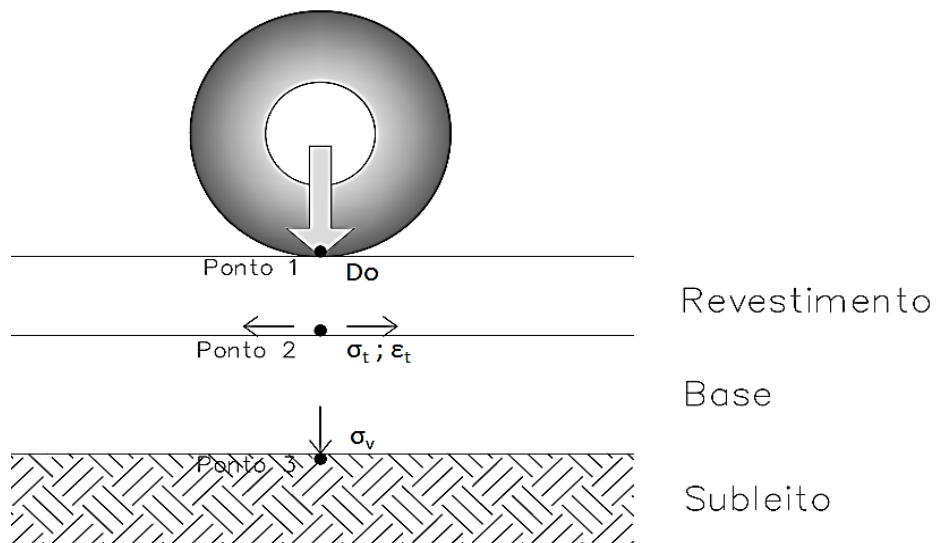
Na aba *Carregamento* são inseridas as informações acerca do carregamento da estrutura. Nela é possível optar pelo tipo e carga de eixo, pressão exercida pelos pneus e também as dimensões entre eixos (Sy) e entre rodas (Sx). Conforme evidenciado na Figura 18, para todo estudo manteve-se a mesma configuração do carregamento, com eixo duplo, pressão dos pneus em 0,56 MPa, carregamento de um eixo padrão (8200 kg) e distância entre rodas de 0,30m.

Figura 18 - Aba *Carregamento*

Fonte: SisPav, adaptada pela autora (2016).

Na aba *Resultados* são inseridos os pontos dentro da estrutura nos quais se deseja estimar as tensões e deformações atuantes e também a quantidade de iterações. Neste estudo foram analisadas as deflexões, tensões e deformações de tração e tensão vertical, conforme a Figura 19.

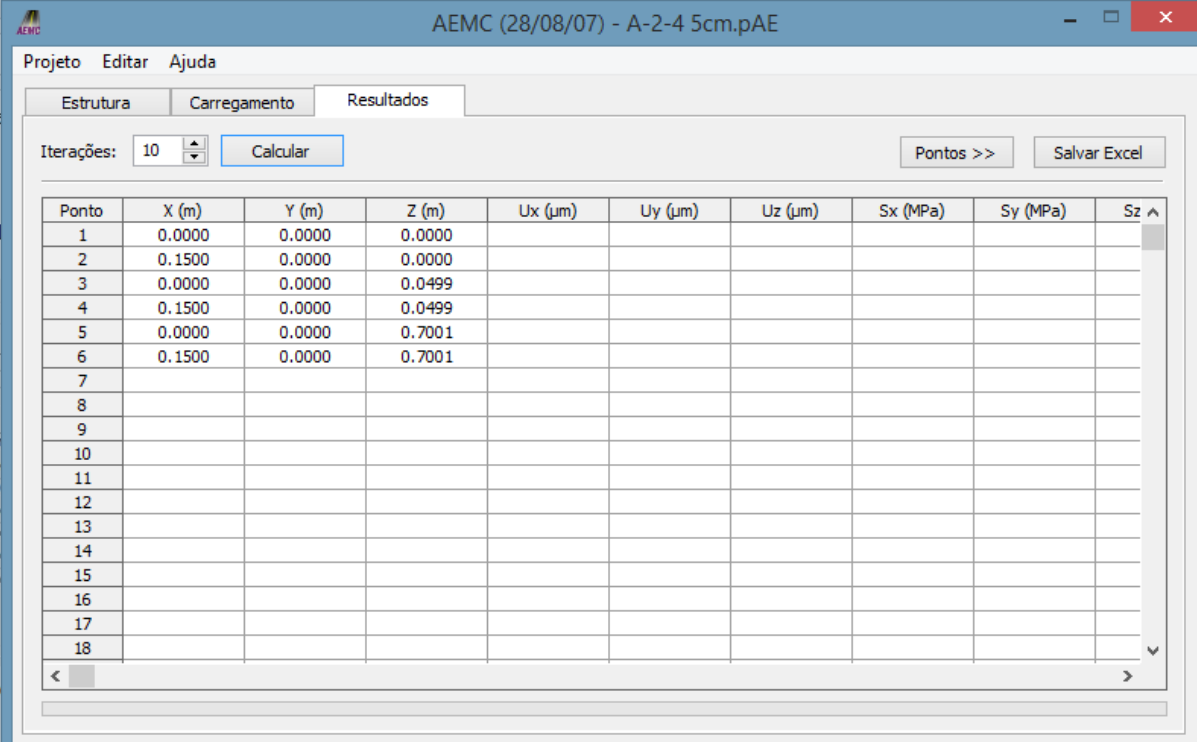
Figura 19 - Pontos analisados no dimensionamento



Fonte: Da autora (2016).

Como esquematizado na Figura 19, a deflexão foi estimada no ponto 1, que se localiza na superfície da camada de revestimento. As tensões e deformações de tração analisadas são as atuantes no ponto 2, o qual localiza-se na fibra inferior do revestimento e por fim, as tensões verticais exercidas no topo do subleito, no ponto 3. Totalizaram-se 10 iterações para os pontos acima referidos, também especificados na Figura 20.

Figura 20 - Aba Resultados



Ponto	X (m)	Y (m)	Z (m)	Ux (µm)	Uy (µm)	Uz (µm)	Sx (MPa)	Sy (MPa)	Sz (MPa)
1	0.0000	0.0000	0.0000						
2	0.1500	0.0000	0.0000						
3	0.0000	0.0000	0.0499						
4	0.1500	0.0000	0.0499						
5	0.0000	0.0000	0.7001						
6	0.1500	0.0000	0.7001						
7									
8									
9									
10									
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									

Fonte: SisPav, adaptada pela autora (2016).

Com todas as configurações preenchidas e/ou alteradas, o SisPav possui informações suficientes para analisar a estrutura informada. Os resultados são expressos em forma de gráficos ou de planilhas e, depois de todas as análises aprovadas pelo projetista, este pode gerar um relatório detalhado de projeto (FRANCO, 2007).

Enfim, por serem utilizados pelo *software* SisPav como critério de ruptura ao realizar um dimensionamento mecanístico-empírico, a seguir serão apresentados os modelos de verificação da fadiga do revestimento.

### 3.2.3 Verificação quanto a fadiga do revestimento

O trincamento do revestimento asfáltico tem início normalmente na parte inferior da

camada, propagando-se até atingir a superfície. De acordo com Medina e Motta (2005) e em consonância com o já mencionado, esses trincamentos são, em grande parte, consequência da repetição das cargas das rodas dos veículos que solicitam à flexão a camada do revestimento.

Ainda que seja preferível a simulação dos esforços através de ensaios à flexão, Medina e Motta (2005) inferem que o ensaio de compressão diametral - para a verificação da fadiga do revestimento asfáltico - foi adotado no Brasil como o mais adequado, tendo em vista a facilidade de execução, principalmente no que se refere a moldagem e ao sistema de carregamento, possibilitando também a correlação com outros ensaios dinâmicos.

Em pavimentos onde o revestimento apresenta rigidez muito maior que a camada de base ocorrem solicitações à tensão controlada (TC), com a magnitude das deformações sendo determinada a partir da resistência às cargas. Nos ensaios de fadiga realizados à tensão controlada são aplicadas tensões que variam de 10% a 50% da tensão de ruptura estática até o rompimento do corpo de prova (MEDINA; MOTTA, 2005).

Pinto (1991) ensaiou, à compressão diametral e à flexão alternada sob tensão e deformação controlada, misturas asfálticas de diferentes composições e temperaturas. Através de ensaios com vários corpos de prova cilíndricos e níveis de tensão, o autor obteve a vida de fadiga ( $N$ ) em função da tensão ( $\sigma$ ) e deformação ( $\epsilon$ ), conforme os modelos apresentados a seguir:

$$N_{Laboratório} = 1,21 \times 10^{-8} \left( \frac{1}{\epsilon_i} \right)^{2,66} \quad (26)$$

$$N_{Laboratório} = 5,63 \times 10^5 \left( \frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{2,61} \quad (27)$$

Adotou-se, para a determinação da vida de fadiga do revestimento, a Equação 26 que possui como variável a deformação de tração da estrutura, por este modelo ser o mais utilizado.

Entretanto, para a adequada aplicação desses modelos em projetos é necessário considerar um fator laboratório-campo, para o qual geralmente emprega-se  $10^5$ . Obtém-se então a Equação 28, apresentada a seguir, a qual foi utilizada na determinação da vida de fadiga de campo.

$$N_{Campo} = N_{Laboratório} \times 10^5 \quad (28)$$

Os resultados e análises dos gráficos elaborados a partir dos dados provenientes de todos os dimensionamentos e simulações serão apresentados no capítulo a seguir.

## **4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS**

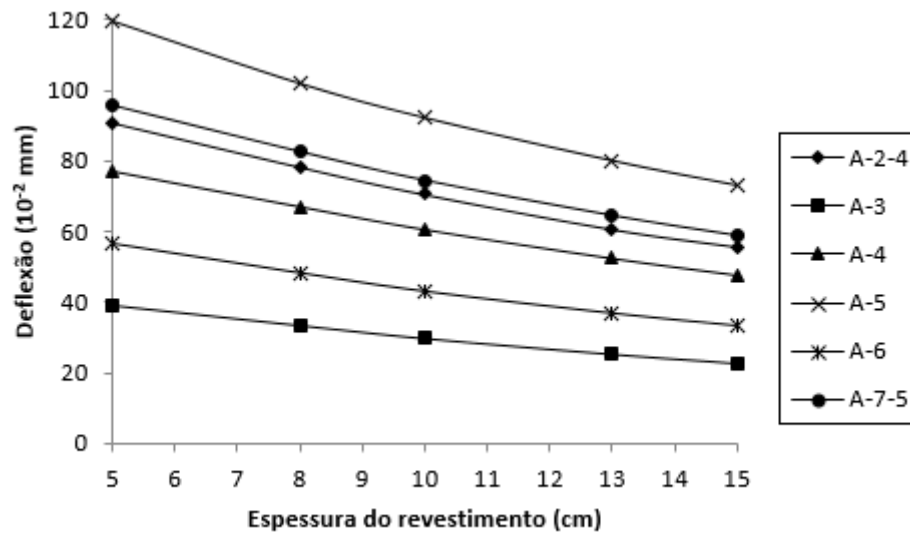
As simulações realizadas com o auxílio da ferramenta AEMC do *software* SisPav produziram informações referentes ao desempenho estrutural dos pavimentos estudados. Os dados das forças atuantes na estrutura gerados foram plotados em gráficos de deflexão no topo do revestimento, deformação de tração na fibra inferior do revestimento, tensão de tração na fibra inferior do revestimento e tensão vertical no topo do subleito. Ainda, considerando-se os valores obtidos para a deformação de tração, estimou-se a vida de fadiga do revestimento para as mesmas estruturas.

### **4.1 Deflexão**

Estimaram-se as deflexões (Do) na superfície da camada de revestimento para cada uma das três estruturas principais. Os Gráficos 29, 30 e 31 são relativos às deflexões nas estruturas 1, 2 e 3, respectivamente.

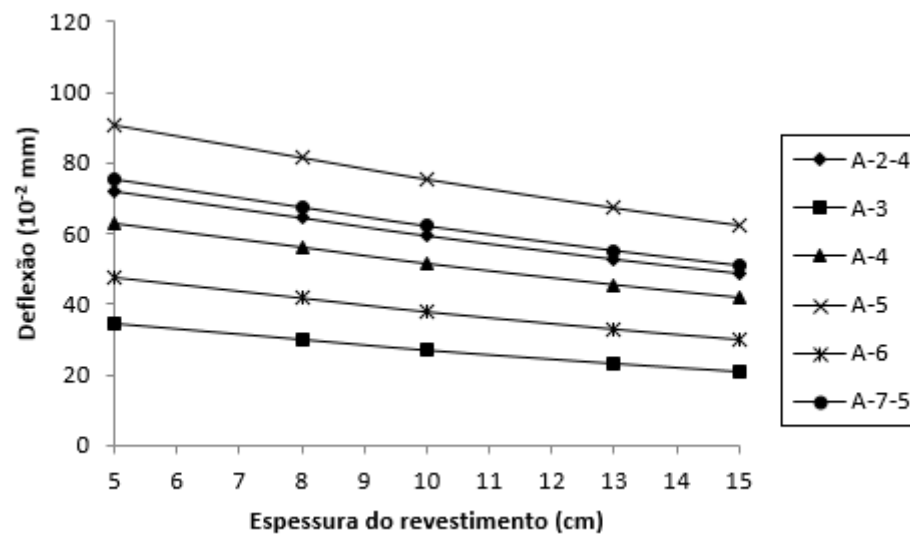


Gráfico 29 - Deflexão para Estrutura 1



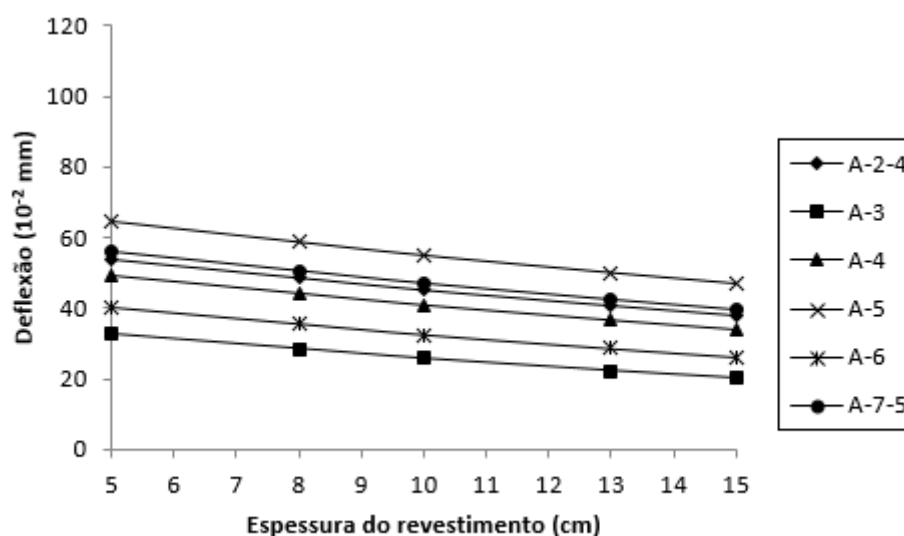
Fonte: Da autora (2016).

Gráfico 30 - Deflexão para Estrutura 2



Fonte: Da autora (2016).

Gráfico 31 - Deflexão para Estrutura 3



Fonte: Da autora (2016).

O Gráfico 29 (Estrutura 1) evidencia que as maiores deflexões ocorrem nas estruturas que possuem o solo A-5 como subleito, e as menores nas em que o subleito é composto pelo solo do tipo A-3, observando-se ainda que a magnitude das tensões varia de acordo com tipo solo. Destaca-se o surpreendente desempenho do solo A-6, que pela classificação da AASHTO deveria apresentar um comportamento péssimo para subleito de rodovias. A deflexão máxima constatada em estruturas com o solo A-5 é de  $119,77 \times 10^{-2}$  mm, enquanto a mínima é de  $73,13 \times 10^{-2}$  mm. Para estruturas com o solo A-3, a deflexão máxima é de  $29,09 \times 10^{-2}$  mm e a mínima de  $22,67 \times 10^{-2}$  mm.

Na Estrutura 2, conforme o Gráfico 30, o tamanho das deflexões também variam de acordo com tipo de subleito, porém menos que a Estrutura 1. Da mesma forma que no primeiro caso, as maiores deflexões são em estruturas com solo A-5 de subleito – máxima de  $90,58 \times 10^{-2}$  mm e mínima de  $62,33 \times 10^{-2}$  mm - e as menores com solo A-3 - máxima de  $34,58 \times 10^{-2}$  mm e mínima de  $22,67 \times 10^{-2}$  mm.

No caso da Estrutura 3, de acordo com o Gráfico 31, o comportamento se assemelha ao das Estruturas 1 e 2, porém com menor tamanho. As maiores se referem às estruturas com subleito de solo A-5, máxima de  $64,42 \times 10^{-2}$  mm e mínima de  $47,01 \times 10^{-2}$  mm, enquanto que as menores são para as que possuem subleito de solo do tipo A-3, com máxima de  $32,72 \times 10^{-2}$  mm e mínima de  $20,09 \times 10^{-2}$  mm.

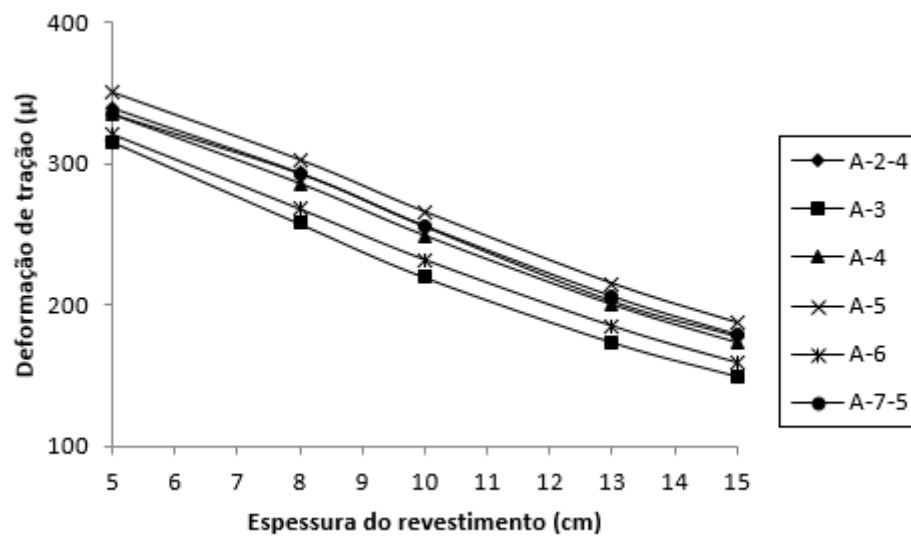
Há uma diminuição de aproximadamente 46,21% da deflexão máxima da Estrutura 1

para a Estrutura 3, e de 11,38% na deflexão mínima, sendo que essas tensões também variam menos conforme mais robusta a estrutura.

#### 4.2 Deformação de tração

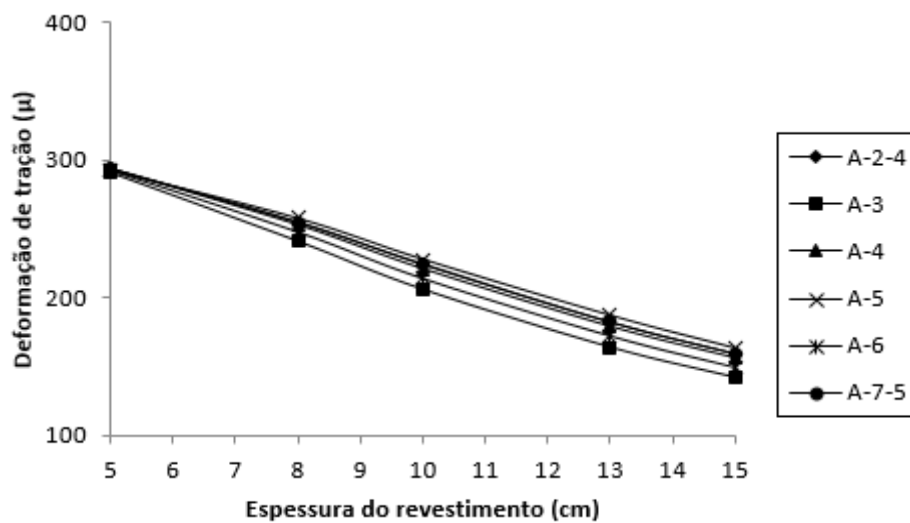
Verificou-se a deformação de tração ( $\epsilon_t$ ) na fibra inferior da camada de revestimento a partir da análise dos Gráficos 32, 33 e 34 que se referem as estruturas 1, 2 e 3, respectivamente.

Gráfico 32 - Deformação de tração para Estrutura 1



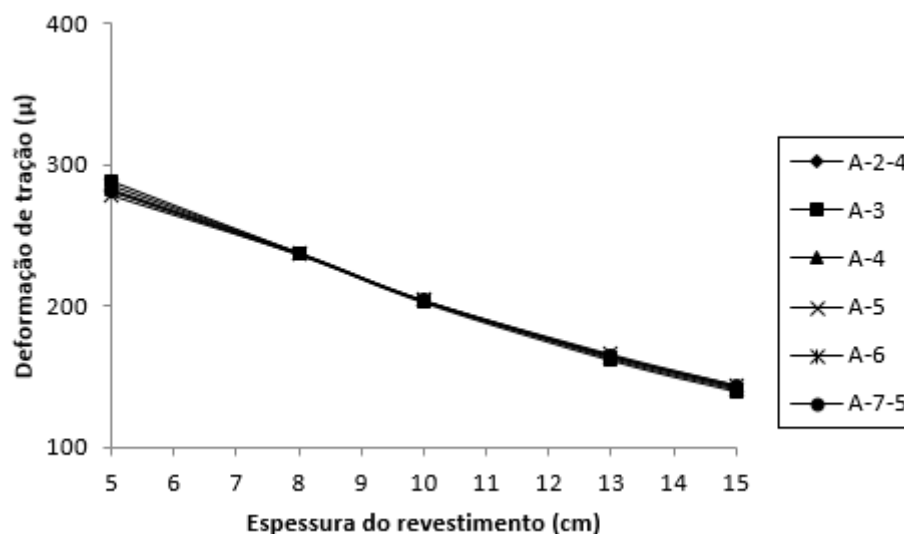
Fonte: Da autora (2016).

Gráfico 33 - Deformação de tração para Estrutura 2



Fonte: Da autora (2016).

Gráfico 34 - Deformação de tração para Estrutura 3



Fonte: Da autora (2016).

Conforme o Gráfico 32, a deformação de tração máxima apresentada na Estrutura 1 é de aproximadamente  $351\mu$ , ocorrendo quando esta possui 5 cm de revestimento e subleito de solo do tipo A-5. A menor deformação, de aproximadamente  $173\mu$ , se dá com 15cm de espessura de revestimento e subleito de solo do tipo A-3.

No geral, todas as deformações da Estrutura 1 apresentam comportamento decrescente linear, com variações nos valores de acordo com o subleito. As que possuem subleito do tipo A-5, independente da espessura do revestimento, tendem a apresentar maior deformação de tração quando comparadas às outras. As menores deformações de tração ocorrem para a Estrutura 1 com subleito do tipo A-3.

Para a Estrutura 2 (GRÁFICO 33), as deformações de tração variam pouco quando o revestimento apresenta espessura de 5cm. As maiores pertencem às estruturas com os solos A-2-4, A-4 e A-7-5 e são iguais a  $294\mu$ , enquanto a menor, para essa mesma espessura, pertence à estrutura com solo A-3 e é igual a  $291\mu$ . Conforme se dá o aumento da camada de revestimento a variação também sofre aumento, com o solo A-5 apresentando maior deformação.

Assim como para as outras duas estruturas, as deformações de tração para a Estrutura 3 decrescem com o aumento da espessura da camada de revestimento. Conforme evidenciado no Gráfico 34, o comportamento de uma estrutura tende a se assemelhar mais às outras, que possuem subleito diferente, com os valores de deformação mais próximos. Neste caso, a maior deformação ( $289\mu$ ) ocorre para o solo A-3 com revestimento de 5cm e a menor, de  $140\mu$ , para

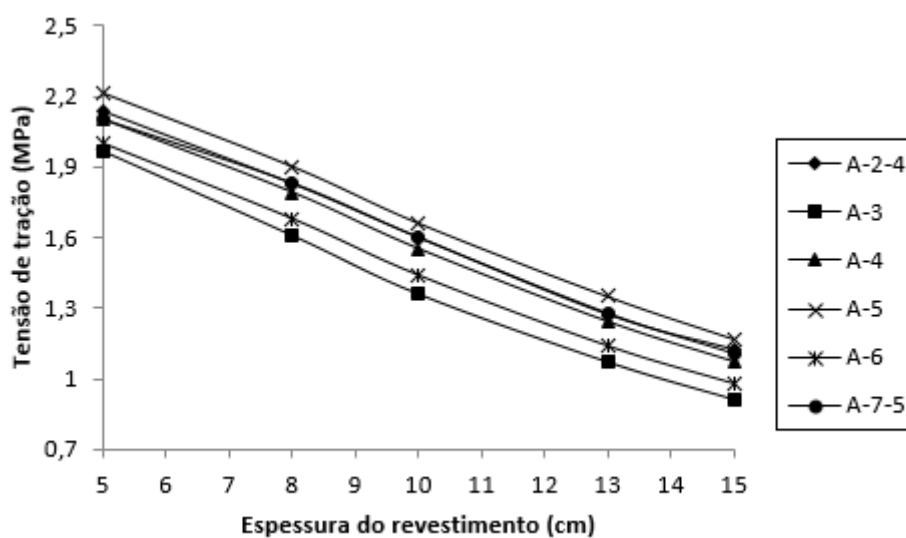
este mesmo solo, porém com revestimento de 15cm.

Ademais, pode-se notar uma variação na magnitude das tensões atuantes, que decrescem conforme a estrutura se torna mais robusta. A deformação máxima apresentada na Estrutura 3 ( $289\mu$ ) é aproximadamente 17,8% menor que a máxima da Estrutura 1 ( $351\mu$ ), assim como a deformação mínima na Estrutura 3 ( $140\mu$ ) que é aproximadamente 19% menor que na Estrutura 1 ( $173\mu$ ).

### 4.3 Tensão de tração

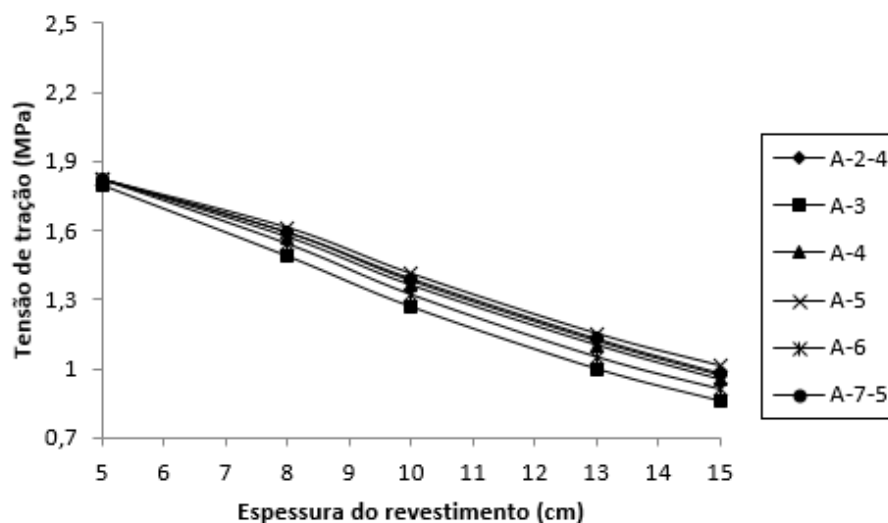
A tensão de tração ( $\sigma_t$ ) atuante na fibra inferior do revestimento pôde ser analisada a partir dos Gráficos 35, 36 e 37, elaborados com base nos dados obtidos nas simulações.

Gráfico 35 - Tensão de tração para Estrutura 1



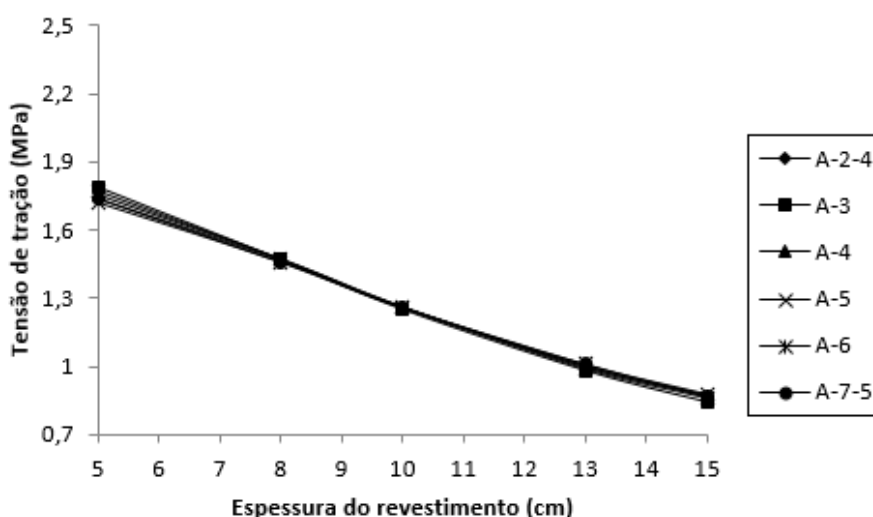
Fonte: Da autora (2016).

Gráfico 36 - Tensão de tração para Estrutura 2



Fonte: Da autora (2016).

Gráfico 37 - Tensão de tração para Estrutura 3



Fonte: Da autora (2016).

No Gráfico 35, que evidencia as tensões de tração para a Estrutura 1, pode-se observar que existe um comportamento semelhante das tensões para cada tipo de solo de acordo com o aumento da espessura do revestimento, com variação parecida entre cada uma delas. As maiores tensões são as atuantes em estruturas com solo do tipo A-5, com a máxima, de 2,21 MPa, para o revestimento de 5 cm e mínima, de 1,17 MPa, para o revestimento de 15 cm. As menores tensões de tração são as das estruturas com solo do tipo A-3, com a máxima, de 1,97 MPa, para o revestimento de 5 cm e a mínima, de 0,91 MPa, para o revestimento de 15 cm.

No que se refere à Estrutura 2, o Gráfico 36 mostra que com 5 cm de revestimento a

tensão de tração é bem próxima para todas as estruturas, e conforme aumenta a espessura do revestimento a variação entre elas aumenta, passando a ser praticamente constante a partir dos 8 cm. As estruturas com os solos A-2-4, A-4, A-5, A-6 e A-7-5 são as que possuem a tensão de tração máxima, de 1,82 MPa, enquanto a mínima, no revestimento com mesma espessura (5cm) é de 1,8 MPa para o solo A-3. Em estruturas com revestimento de 15 cm é que são encontradas as menores tensões de tração, com a maior de 1,01 MPa para o solo A-5 e menor de 0,86 MPa para o solo A-3.

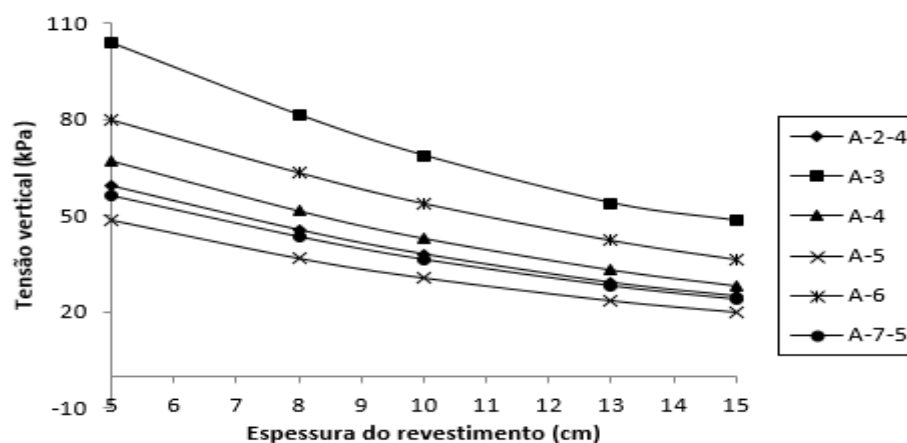
O Gráfico 37 é relativo à Estrutura 3. Nele observa-se que o comportamento das estruturas, no que se refere as tensões de tração, são bem semelhantes. As tensões decrescem com o aumento da espessura do revestimento, mantendo-se bem próximas umas às outras mesmo que com subleitos diferentes. A tensão de tração máxima (1,79 MPa) ocorre na estrutura com revestimento de 5 cm e subleito de solo do tipo A-3, sendo que para essa mesma espessura de revestimento a tensão mínima é 1,72 MPa, para o subleito do tipo A-5.

Ainda, conforme se amplia a estrutura, pode-se notar um decréscimo da amplitude das tensões de tração. A máxima, observada na Estrutura 3 é aproximadamente 19% menor que a da Estrutura 1, assim como a mínima, que é decresce 4,4% da Estrutura 1 para a Estrutura 3.

#### 4.4 Tensão vertical no topo do subleito

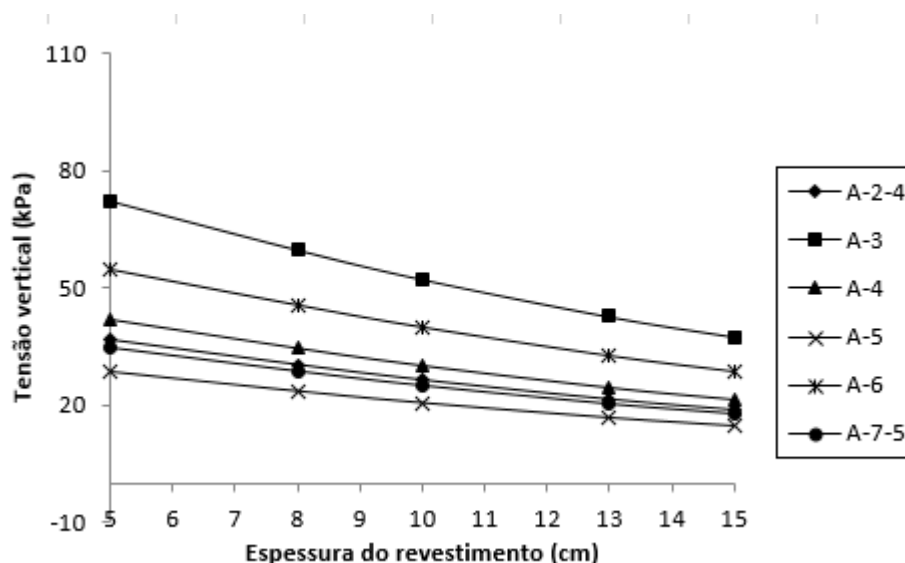
Outra análise realizada foi a da tensão vertical ( $\sigma_v$ ) atuante no topo do subleito das estruturas 1, 2 e 3. Os resultados obtidos são apresentados nos Gráficos 38, 39 e 40.

Gráfico 38 - Tensão vertical no topo do subleito para Estrutura 1



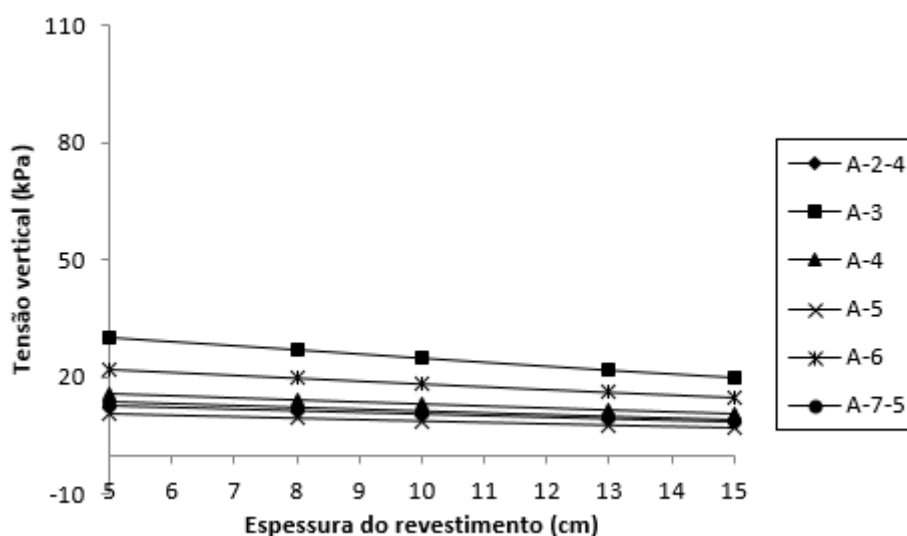
Fonte: Da autora (2016).

Gráfico 29 - Tensão vertical no topo do subleito para Estrutura 2



Fonte: Da autora (2016).

Gráfico 40 - Tensão vertical no topo do subleito para Estrutura 3



Fonte: Da autora (2016).

Na Estrutura 1 (GRÁFICO 38), as tensões verticais no topo do subleito são maiores quando o subleito é composto pelo solo do tipo A-3, com a máxima correspondendo a 103,8 KPa e a mínima a 48,49 KPa, enquanto as menores tensões verticais ocorrem em estruturas com subleitos de solo do tipo A-5, com máxima de 48,87 KPa e mínima de 20,02 KPa.

No Gráfico 39, observa-se a diminuição das tensões verticais da Estrutura 2 em relação a Estrutura 1. Do mesmo modo que a primeira, as tensões verticais com maior magnitude são encontradas nas estruturas nas quais o subleito é do solo A-3 – máxima 72,42 KPa e mínima 37,56 KPa – e as menores quando o subleito é do tipo A-5 com a máxima de 28,66 KPa e a



mínima de 14,68 KPa.

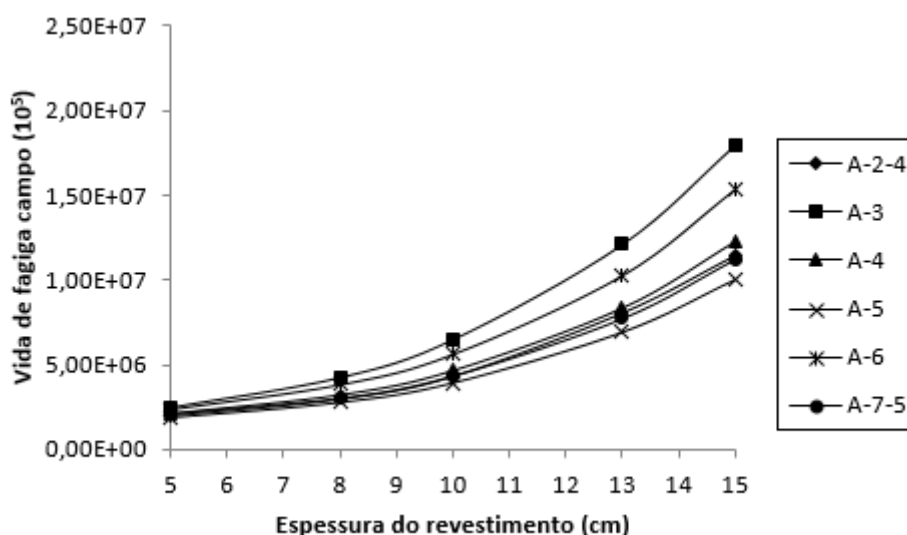
Já a Estrutura 3 (GRÁFICO 40) apresenta tensões verticais mais próximas e com menor variação no comportamento, se comparada as outras duas, que do mesmo modo possui os valores maiores correspondentes a estrutura com subleito do tipo A-3 (máxima igual a 30,03 KPa e mínima igual a 20,04 KPa) e menores correspondentes a estrutura com subleito do tipo A-5 (máxima igual a 10,48 KPa e mínima igual a 7,17 KPa).

Da estrutura mais esbelta (Estrutura 1) para a mais robusta (Estrutura 3), há uma diminuição de aproximadamente 71,06% na tensão vertical máxima, enquanto a redução da tensão vertical mínima foi de aproximadamente 64,18%.

#### 4.5 Vida de fadiga

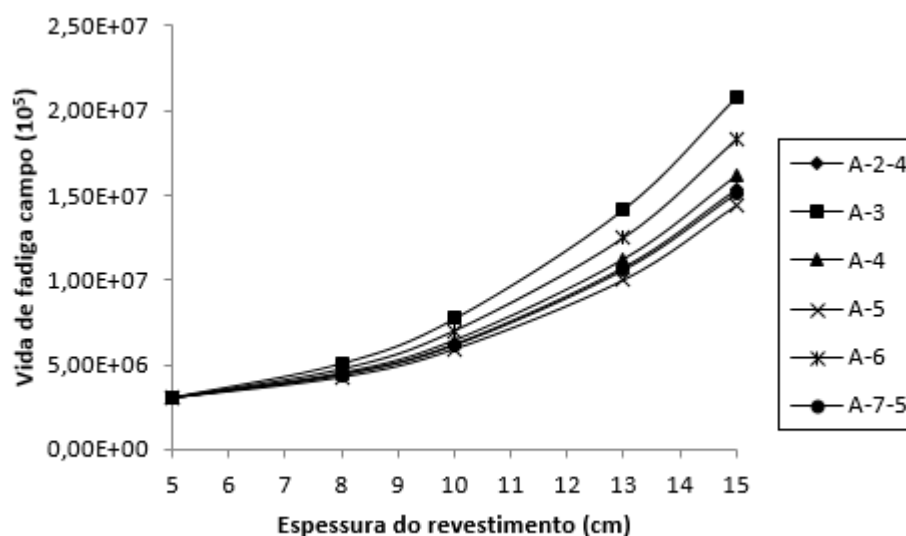
Por fim, realizou-se a análise da vida de fadiga a partir da deformação de tração estimada na fibra inferior da camada de revestimento, utilizando a Equação 28. Os resultados, que foram obtidos com a variação da espessura do revestimento e do tipo de subleito, para cada uma das três estruturas principais, estão representados nos Gráficos 41, 42 e 43.

Gráfico 30 - Vida de fadiga do revestimento para a Estrutura 1



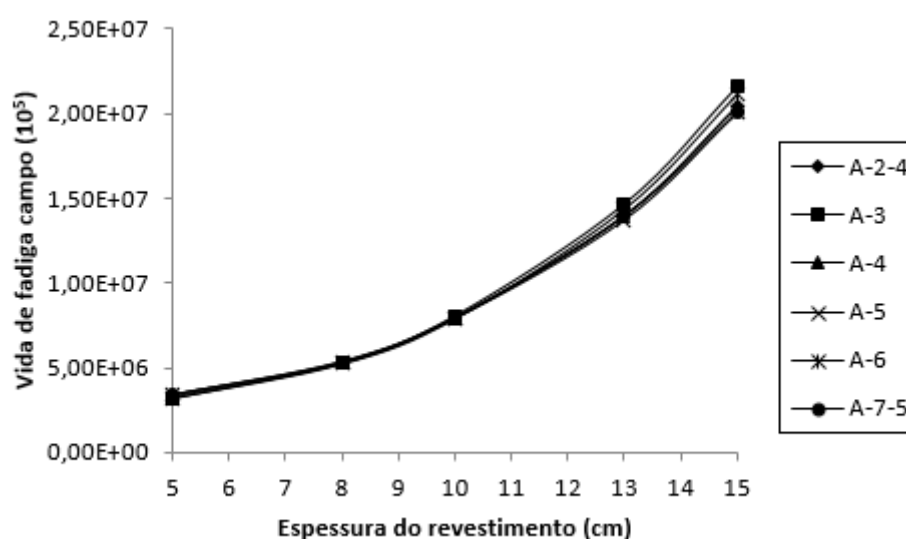
Fonte: Da autora (2016).

Gráfico 42 - Vida de fadiga do revestimento para a Estrutura 2



Fonte: Da autora (2016).

Gráfico 43 - Vida de fadiga do revestimento para a Estrutura 3



Fonte: Da autora (2016).

No Gráfico 41, observa-se que os valores da vida de fadiga, para todos os tipos de subleito, são mais próximos quando o revestimento apresenta espessura de 5 cm e conforme essa espessura aumenta, os valores passam a ser mais distantes. Quando o subleito é composto pelo solo do tipo A-3, encontra-se as maiores vidas de fadiga (máxima  $1,80 \times 10^7$  e mínima  $2,48 \times 10^6$ ), enquanto as menores referem-se ao subleito de solo do tipo A-5 (máxima  $9,99 \times 10^6$  e mínima  $1,87 \times 10^6$ ).

A Estrutura 2 (GRÁFICO 42) apresenta comportamento semelhante à Estrutura 1, entretanto a vida de fadiga, de acordo com o tipo de subleito, passa a dispersar quando a

espessura do revestimento é maior que os 8 cm. Mantem-se o subleito A-3 com as maiores (máxima  $2,08 \times 10^7$  e mínima  $3,08 \times 10^6$ ), e as menores com os subleitos A-2-4, A-4 e A-7-5 (mínima  $3,0 \times 10^6$ ) e o subleito A-5 (máxima  $1,44 \times 10^7$ ).

Enquanto isso a Estrutura 3 (GRÁFICO 43) apresenta vidas de fadiga mais próximas e mantendo o comportamento exponencial. Observa-se um aumento geral em relação as outras duas estruturas, com inversão das maiores e menores vidas de fadiga entre os subleitos de solo A-3 e A-5, sendo que quando o revestimento possui 5 cm a máxima é de  $3,45 \times 10^6$  (subleito A-5) e a mínima é de  $3,14 \times 10^6$  (subleito A-3). Para a espessura de 15 cm de revestimento a máxima é  $2,16 \times 10^7$  (subleito A-3) e a mínima  $2 \times 10^7$  (subleito A-5).

Se comparados os gráficos das estruturas 1, 2 e 3, pode se notar a tendência das vidas de fadiga, para uma mesma espessura de revestimento, se tornarem mais próximas, independentemente do tipo de subleito, além de se tornarem maiores, conforme aumenta as camadas da estrutura. Evidencia-se, também que a estrutura mais esbelta (Estrutura 1) para a mais robusta (Estrutura 3), há um aumento de aproximadamente 20% na vida de fadiga máxima, enquanto o aumento da vida de fadiga mínima (que ocorre para o revestimento com 5 cm de espessura) foi de aproximadamente 67,91%.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como principal objetivo analisar a influência do comportamento resiliente do subleito no desempenho estrutural de pavimentos típicos flexíveis, considerando apenas solos encontrados no Rio Grande do Sul e com diferentes classificações pela AASHTO. Adotaram-se três estruturas principais (Estrutura 1, Estrutura 2 e Estrutura 3), nas quais variou-se as espessuras da camada de revestimento e também o solo que compõe o subleito.

Considerando-se os módulos de resiliência obtidos durante o levantamento bibliográfico, que foram empregados nas estimativas de tensões e deformações realizados através da ferramenta AEMC do *software* SisPav, foi possível analisar as deflexões no topo do revestimento, as deformações e tensões de tração na fibra inferior do revestimento, a tensão vertical no topo do subleito e, por fim, a vida de fadiga do revestimento.

A partir dessas análises evidencia-se que:

- a) As deflexões do revestimento passam a ser menores com o aumento da estrutura, tanto da camada do revestimento, quanto do número de camadas, devido ao fato desta se tornar mais rígida. A variação da deflexão com o aumento da espessura do revestimento é menor conforme a estrutura principal passa a ser maior.
- b) A deformação de tração nas Estruturas 1, 2 e 3 diminui com o aumento da espessura do revestimento, enquanto a magnitude tende a diminuir conforme a estrutura torna-se mais robusta. A variação das deformações de tração, também passa a ser menor com o aumento da estrutura, mesmo que com subleitos diferentes.
- c) Do mesmo modo que na deformação de tração, as tensões de tração diminuem de

intensidade conforme a estrutura se torna mais elaborada, com sua variação tendendo a ser menor, independentemente do tipo de subleito utilizado.

- d) A tensão vertical no topo do subleito também diminui quando a estrutura é maior, em função do maior número de camadas dissipar mais as tensões. Ocorre, que diferentemente das outras tensões, as maiores são relativas a estruturas com o subleito de solo do tipo A-3, pois por tornar todo conjunto mais rígido as tensões se dissipam menos.
- e) A vida de fadiga do revestimento torna-se maior com o aumento da robustez da estrutura, pelo fato de o revestimento ser menos impactado pelas tensões atuantes na estrutura.

Enfim, conclui-se que quanto mais robusta for a estrutura de um pavimento flexível, menor é a influência que o comportamento resiliente do subleito exerce em seu desempenho estrutural.

## REFERÊNCIAS

BALBO, José T. **Pavimentação Asfáltica: materiais, projetos e restauração**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BERNUCCI, Liedi B.; MOTTA, Laura M.G. da; CERATTI, Jorge A.P.; SOARES, Jorge B. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: PETROBRÁS, 2008.

BOCK, André L. **Efeitos da incorporação de cal hidratada em concretos asfálticos elaborados com ligante convencional e modificado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

BONZANINI, João A.F. **Estudo dos efeitos do tamanho de corpos-de-prova no módulos de resiliência de quatro solos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

CARDOSO, Ana P. P. **Estudo em laboratório do comportamento mecânico de misturas betuminosas utilizadas em pistas experimentais**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

CASAGRANDE, Fernando L. **Estudo da influência do teor de finos na condutividade hidráulica e deformabilidade elástica de britas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

CHEMIN, Beatris F. **Manual da Univates para trabalhos acadêmicos: planejamento elaboração e apresentação**. 3. ed. Lajeado: Univates, 2015.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER- ES 303/97: pavimentação – base estabilizada granulometricamente**. IPR, Rio de Janeiro, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER- ME 043/95:** Misturas betuminosas a quente - ensaio Marshall. IPR, Rio de Janeiro, 1995.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE - DNIT. **Manual de pavimentação.** 3. ed. Rio de Janeiro, 2006.

ECHEVERRIA, José A.S. **Avaliação do efeito de restaurações com fresagem e recapeamento nas condições funcional e estrutural de pavimentos com volume de tráfego médio.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

FRANCO, Filipe A.C.P. **Método automático de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos.** Tese de doutorado. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

FREITAS, Hérika B. **Misturas asfálticas de módulo elevado com uso de escória de aciaria como agregado.** Dissertação de mestrado. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

GUIMARÃES, Antônio C. R. **Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos.** Tese de doutorado. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

GUIMARÃES, Antônio C. R.; DORNELLAS, Talitha B. Estudo comparativo do comportamento mecânico de lateritas do Amazonas utilizadas no pavimento da BR-319/AM – Lote C. In: Artigo. **COMBRAMSEG 2010:** Engenharia Geotécnica para o desenvolvimento, inovação e sustentabilidade. [S.l.], 2010.

JACQUES, Guilherme E. **Análise mecanística-empírica de um pavimento dimensionado pelo método do DNER:** Estudo de caso da duplicação da rodovia RSC-@\*& em Santa Cruz do Sul. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade de Santa Cruz do Sul, Santa Cruz do Sul, 2015.

JOHNSTON, Marlova G. **Estudo de obtenção de número estrutural em pavimentos flexíveis.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

MALYSZ, Rodrigo. **Comportamento mecânico de britas empregadas em pavimentação.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

MARMITT, Hariane M. **Caracterização de propriedades resilientes de três britas graduadas utilizadas em pavimentos no sul do Brasil.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

MARQUES, Geraldo L. O. **Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica:** efeito da compactação por impacto e giratória. Tese de Doutorado. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio

de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

MATTOS, João R.G. **Monitoramento e análise do desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da Rodovia BR-290/RS** – A implantação do Projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul. Tese (Doutorado em Engenharia). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2014.

MEDINA, Jacques de; MOTTA, Laura M.G. **Mecânica dos pavimentos**. 2. ed. Rio de Janeiro, 2005.

MEDRADO, Wallen A. **Caracterização geotécnica de solo da região norte de Minas Gerais para aplicação em obras rodoviárias**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica). Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, 2009.

NERVIS, Leandro O. **Estudo de revestimento primário para utilização em estradas vicinais da região de Santana do Livramento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

PINTO, Salomão. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos**. Tese de Doutorado. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

RODRIGUES, Márcia R. **Influência da sucção no módulo de resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

SEIXAS, Sérgio. **Comportamento dinâmico dos materiais componentes do pavimento da pista de pouso do novo aeroporto de Rio Branco**. Dissertação de Mestrado. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997.

SENÇO, Wlastermiler de. **Manual de técnicas de pavimentação**. 2. ed. ampl. São Paulo: Pini, v. 1, 2007.

WEBER, Rodrigo C. **Avaliação das trajetórias de umedecimento e secagem na deformabilidade elástica de solos compactados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

WERK, Sirlei M. S. **Estudo da influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente de solos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.